TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 SÉISMES ET SISMOLOGIE – NOTIONS DE BASE 7
1.1 Notion de séisme 7
1.2 Mesure des séismes 8
1.2.1 Magnitude 8
1.2.2 Intensité 9
1.3 Aléa sismique 9
1.3.1 Au niveau régional 10
1.3.2 Au niveau local 12
1.4 Risque sismique 13
1.5 Historique des séismes au Québec 14
1.6 Effets des séismes sur les structures d'églises en maçonnerie non armée au Québec 15
1.6.1 L'église de Rivière-Ouelle 17
1.6.2 L'église de Shawinigan 18
1.6.3 Causes des dommages enregistrés 19
1.7 Effets des séismes sur les structures d'église en maçonnerie non armée ailleurs dans le monde 21
1.8 Synthèse de la revue de littérature et prochaines étapes 25

CHAPITRE 2 PRINCIPES DE L'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES ÉGLISES EN MAÇONNERIE NON-ARMÉE 26
2.1 Méthode d'évaluation basée sur l'échelle macrosismique européenne (EMS-98) 27
2.1.1 Évaluation du risque sismique : Approche RISK-UE (Giovinazzi, 2005; Lagomarsino *et al.*, 2000) 29
2.1.2 Procédure intégrée d'évaluation de la vulnérabilité de bâtiments historiques : Méthode FaMIVE (D'Ayala et Speranza, 2002) 33
2.2 Méthode d'évaluation par pointage 33
2.2.1 La procédure rapide d'évaluation sismique visuelle FEMA 154, États-Unis 34
2.2.2 La méthode de pointage du Conseil national de recherches du Canada 34
2.2.3 La méthode GNDT, Italie 35
2.3 Approche analytique basée sur des modèles simples 38
2.3.1 Comportement hors-plan d'un mur en maçonnerie non armée 39
2.3.2 Comportement dans le plan d'un mur en maçonnerie non armée 42
2.3.3 Modes de rupture et vulnérabilité des macroéléments 43
2.3.4 Principes des méthodes d'évaluation de la résistance des macroéléments ... 45

2.3.5 Évaluation de la probabilité des dommages - (Augusti, Ciampoli et Zanobi, 2002) 45
2.3.6 Évaluation de la capacité équivalente de cisaillement (Italie) - (D'Ayala, 2000; D'Ayala *et al.*, 1997; D'Ayala et Speranza, 2003)..... 48
2.3.7 Vulnérabilité de la cathédrale de Sion (Suisse) - (Devaux et Lestuzzi, 2005)..... 50
2.3.8 Vulnérabilité des bâtiments de la ville de Bâle (Suisse) - (Lang, 2002)..... 51
2.3.9 Étude d'un mur en maçonnerie non armée - (Paulay et Priestley, 1992) 51
2.4 Prise en compte de la spécificité canadienne 52
2.4.1 Recommandations du Code national du bâtiment du Canada 2005 52
2.4.2 Recommandations des Travaux publics et services gouvernementaux du Canada - (TPSGC, RPS et Technology, 2000) 54
2.5 Synthèse de la revue de littérature et approches retenues 56

CHAPITRE 3 INVENTAIRE TYPOLOGIQUE DES ÉGLISES DE L'ÎLE DE MONTRÉAL 58
3.1 Définition du territoire de l'étude 58
3.2 Sources d'information de l'inventaire 61
3.3 Historique de la construction des églises au Québec 62
3.3.1 Architecture religieuse sous le Régime français (1600-1760)..... 62
3.3.2 Architecture religieuse après la Conquête (1760-1850) 66
3.3.3 Architecture religieuse entre 1850 et 1945 68
3.4 Typologie des églises de l'inventaire.....71
3.4.1 Selon l'année de construction 72
3.4.2 Selon le classement au patrimoine..... 72
3.4.3 Selon le plan au sol 73
3.4.4 Selon les caractéristiques de la maçonnerie..... 75
3.5 Diagnostic général de l'ensemble 78
3.5.1 Les défauts au niveau de l'enveloppe 79
3.5.2 Les défauts au niveau de la maçonnerie 81
3.6 Analyse des dispositions constructives agissant sur le système de résistance aux forces sismiques 83
3.6.1 La toiture et les assemblages de charpente 84
3.6.2 Les arches..... 85
3.6.3 Les fondations..... 87
3.6.4 Les éléments non structuraux..... 90
3.7 Effets des travaux de consolidation sur la réponse 90
3.8 Synthèse de l'inventaire.....91

CHAPITRE 4 ANALYSE DE LA RÉPONSE SISMIQUE DES MACROÉLÉMENTS CRITIQUES 93
4.1 Choix et adaptation des procédures d'analyse 94
4.1.1 Procédure d'analyse de la façade..... 94
4.1.2 Procédure d'analyse de la tour..... 95
4.2 Propriétés de la maçonnerie 97

4.3 Analyse du comportement des façades 98
4.3.1 Typologie des façades 98
4.3.2 Facteurs de vulnérabilité 102
4.3.3 Vulnérabilité hors-plan 102
4.3.4 Vulnérabilité dans le plan 106
4.3.5 Récapitulatif des résultats 108
4.4 Analyse du comportement des tours 109
4.4.1 Typologie des tours 109
4.4.2 Facteurs de vulnérabilité 110
4.4.3 Modélisation 111
4.4.4 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés 114
4.4.5 Caractéristiques du système à cinq degrés de liberté 116
4.4.6 Résultats de l'analyse modale 116
4.4.7 Résultats de l'analyse dynamique 119
4.4.8 Discussion des résultats de l'analyse dynamique 123
4.4.9 Analyse énergétique et discussion des résultats 123

CHAPITRE 5 VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES ÉGLISES 125
5.1 Choix et adaptation de la procédure d'analyse 125
5.2 Attribution d'un indice de vulnérabilité de base 127
5.3 Identification des facteurs de modification 128
5.4 Courbes de vulnérabilité 131
5.5 Inventaire des outils disponibles pouvant servir de base à une évaluation 133
5.5.1 Projet de modélisation des églises de la ville de Québec 134
5.5.2 Le « carnet de santé » 134
5.6 Formulaire d'évaluation de la vulnérabilité sismique 135

CONCLUSION 138

RECOMMANDATIONS 142

ANNEXE I MÉTHODOLOGIE DE RECHERCHE BASÉE SUR LE CADRE DE BASILI 144

ANNEXE II DÉTERMINATION DE L'ALÉA SISMIQUE 148

ANNEXE III NIVEAUX DE DOMMAGES SELON L'EMS-98 149

ANNEXE IV DOMMAGES ENREGISTRÉS AUX ÉGLISES EN MAÇONNERIE 150

ANNEXE V FACTEURS DE MODIFICATION DE LA VULNÉRABILITÉ 152

ANNEXE VI MÉCANISMES D'EFFONDREMENT DES MACROÉLÉMENTS D'UNE ÉGLISE 154

ANNEXE VII TYPOLOGIE DES FAÇADES ET MÉCANISMES DE RUPTURE 156

ANNEXE VIII FORMULAIRE DE CALCULS DU MOMENT RÉSISTANT ET DE LA CAPACITÉ ÉQUIVALENTE DE CISAILLEMENT 159

ANNEXE IX INVENTAIRE DES ÉGLISES DE MONTRÉAL CONSTRUITES AVANT 1945.....160

ANNEXE X BUDGET DE RESTAURATION DU PATRIMOINE.....195

ANNEXE XI ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DE PRÉPARATION DES MORTIERS.....196

ANNEXE XII GÉOMÉTRIE DES FAÇADES ÉTUDIÉES.....197

ANNEXE XIII RÉSULTATS DES ANALYSES DES FAÇADES.....202

ANNEXE XIV RÉSULTATS DES ANALYSES DES TOURS.....209

ANNEXE XV GUIDE POUR L'ATTRIBUTION D'UNE CLASSE DE PLAN AU SOL 212

ANNEXE XVI ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ DE L'ÉGLISE SAINTE-BRIGIDE [93] 213

BIBLIOGRAPHIE.....216

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Séismes importants de l'Est du Canada et effets sur les édifices religieux 16

Tableau 1.2 Distance modale et magnitude pour trois villes québécoises....21

Tableau 2.1 Indices de vulnérabilité pour la maçonnerie 31

Tableau 2.2 Critères de vulnérabilité du formulaire GNDT de niveau II....36

Tableau 2.3 Mode de rupture en façade et paramètres de vulnérabilité 44

Tableau 3.1 Répartition des églises selon les grandes périodes de l'histoire de l'architecture....59

Tableau 3.2 Résumé du SRFS des structures de l'inventaire....92

Tableau 4.1 Propriétés de la maçonnerie 97

Tableau 4.2 Typologie des façades....99

Tableau 4.3 Méthode d'Ayala 103

Tableau 4.4 Coefficient a_g (g) causant le dommage 104

Tableau 4.5 Dommages anticipés en fonction du coefficient d'accélération, de la magnitude et des niveaux d'intensité de l'EMS-98 105

Tableau 4.6 Valeurs de a_g/g en fonction du ratio h/l des bouts de murs....107

Tableau 4.7 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés pour l'étude....114

Tableau 4.8 Caractéristiques du système à 5DDL....116

Tableau 4.9 Réponse modale de la tour à cinq degrés de liberté....117

Tableau 4.10 Réponse comparée de différentes tours 118

Tableau 4.11 Réponse modale des tours génériques 119

Tableau 4.12 Résultats de l'analyse dynamique....120

Tableau 4.13 Comparaison de la demande aux valeurs de résistance 121

Tableau 4.14 Résultats de l'analyse linéaire sur Nonlin.....124

Tableau 5.1 Indices de vulnérabilité de base des églises et les tours de l'inventaire 127

Tableau 5.2 Facteurs de modification retenus pour les églises.....130

Tableau 5.3 Calcul du dommage moyen pour la typologie M1a.....133

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1 Aléa sismique et principaux séismes de l'Est du Canada 2009. 11

Figure 1.2 Sismicité historique de la zone de Charlevoix-Kamouraska. 12

Figure 1.3 Distribution relative du risque 14

Figure 1.4 Église de Rivière-Ouelle – rupture hors-plan du pignon et fissure de cisaillement 17

Figure 1.5 Église de Rivière-Ouelle en 2008. 18

Figure 1.6 Église de Shawanigan – rupture hors-plan du pignon 18

Figure 1.7 Relevé-type des dommages sur les églises. 22

Figure 1.8 Modes de rupture observés à l'église de Santa-Monica.....23

Figure 1.9 Mécanismes de rupture observés en Ombrie (Italie). 24

Figure 1.10 Église endommagée - Guadeloupe 2004.....24

Figure 2.1 Les différentes échelles d'analyse et leur applicabilité. 26

Figure 2.2 Typologies EMS-98 associées à une classe de vulnérabilité. 28

Figure 2.3 Courbes de vulnérabilité de différents monuments historiques. 30

Figure 2.4 Classification sismique selon le plan au sol.....37

Figure 2.5 Décomposition d'une église en macroéléments. 38

Figure 2.6 Modes de rupture de murs en maçonnerie vue de côté. 40

Figure 2.7 Lignes de fracture d'un mur en maçonnerie en façade.....41

Figure 2.8 Rupture dans le plan de bouts de murs non renforcés. 42

Figure 2.9 Fuseau de probabilité de ruine complète d'une église.....46

Figure 2.10 Diagramme d'interaction entre les macroéléments.....47

Rapport-Gratuit.com

Figure 2.11 Probabilité de rupture des macroéléments et de l'église pour 48

Figure 2.12 Distribution du dommage en fonction des mécanismes de rupture et des intensités macrosismiques. 50

Figure 2.13 Courbes déplacement-accélération selon le principe d'énergie équivalente 52

Figure 2.14 Spectre de la ville de Montréal selon le CNBC 2005. 53

Figure 2.15 Procédure de vérification de la performance d'une structure en MNA 55

Figure 3.1 Distribution des 108 édifices religieux de l'inventaire.....60

Figure 3.2 a) Exemple d'une cabane d'écorce, b) Structure en colombage. 62

Figure 3.3 a) le plan jésuite, b) le plan récollet, c) le plan Maillou.....65

Figure 3.4 Variations des plans au sol.....66

Figure 3.5 Église Sainte-Famille de Boucherville.....67

Figure 3.6 Phases successives des travaux de restauration de la chapelle Notre-Dame-de-Bon-Secours [26].....69

Figure 3.7 Église Saint-Andrew et Saint-Paul [43] en construction en 1931.....70

Figure 3.8 Répartition des églises de l'inventaire selon les classes typologiques : a) année de construction, b) classement au patrimoine, c) plan au sol, d) qualité de la maçonnerie. 71

Figure 3.9 Irrégularités au sol et concentration de contraintes.....73

Figure 3.10 Changement progressif du plan au sol : à gauche Basilique Notre-Dame à Québec, à droite Église de Saint-Eustache.....74

Figure 3.11 Typologies de l'inventaire selon EMS-98. 75

Figure 3.12 Reconstitution hypothétique des sections de murs 77

Figure 3.13 Déformation et rupture d'un mur en maçonnerie à deux couches.....80

Figure 3.14 Fissuration type : a) détachement de contrefort, b) mouvements horizontaux de la pierre, c) fluage de la façade. 81

Figure 3.15 Défauts apparents au niveau de la maçonnerie. 82

Figure 3.16 Délamination de la couche superficielle de la pierre. 83

Figure 3.17 Répartition des efforts dans un diaphragme de plancher. 85

Figure 3.18 Arches structurelles.....85

Figure 3.19 Détails architecturaux d'une arche non structurale : a) église en démolition, b) reconstitution de charpente.....86

Figure 3.20 (a) Sous-sols des églises Sainte-Geneviève [95] et Notre-Dame-de-Bon-Secours [26].....87

Figure 3.21 Exemple de fondation d'une tour-clocher. 88

Figure 3.22 Période fondamentale de résonance pour la zone industrielle et résidentielle de Pointe-aaux-Trembles.....89

Figure 4.1 Procédure d'analyse proposée pour la façade. 95

Figure 4.2 Procédure d'analyse proposée pour la tour. 96

Figure 4.3 Tours-type de base de l'étude. 110

Figure 4.4 Particularités des clochers. 111

Figure 4.5 Modélisation de la tour de cinq DDL. 112

Figure 4.6 Accélérogrammes retenus pour l'étude. 115

Figure 4.7 Réponse spectrale de la tour 5DDL (T_1=1s). 122

Figure 4.8 Réponse spectrale de la tour 2DDL (T_1=0,461s). 122

Figure 5.1 Méthode d'évaluation sismique proposée.....126

Figure 5.2 Courbes de vulnérabilité - Classe M1a (valeurs de V^{min} à V^{max}). 132

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

1 DDL	Système à un degré de liberté
ATC	Applied Technology Council
BEEFP	Bureau d'examen des édifices fédéraux du patrimoine
BSH	Basic structural hazard
CFO	Composants fonctionnels et opérationnels
CNBC 2005	Code national du bâtiment du Canada 2005
CNR	Conseil national de recherche de l'Italie
CNRC	Conseil national de recherche du Canada
CPRQ	Conseil du patrimoine religieux du Québec anciennement FPRQ
CRCPU	Chaire de recherche du Canada en patrimoine urbain de l'UQÀM
DPM	Matrice de dommages probables
EMS-98	Échelle macroscopique européenne 1998
ÉTS	École de technologie supérieure
FaMIVE	Failure Mechanisms Identification and Vulnerability Evaluation
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FPRQ	Fondation du patrimoine religieux du Québec
GNDT	Groupe national de défense contre les tremblements de terre (Italie)
HAZUS	Hazards U.S.
ICOMOS	Conseil international des monuments et des sites
INS	Indice non structural
IPS	Indice de priorité sismique
IRC	Institut de recherche en construction du CNRC

IS	Indice structural
MCCCF	Ministère de la culture, des communications et de la condition féminine
MDDL	Système à multiples degrés de liberté
MMI	Échelle d'intensité Mercali modifiée
MNA	Maçonnerie non armée
MSK	Échelle de magnitude sismique Mededev, Sponheuer et Karnik
PGA	Peak Ground Acceleration (accélération maximale au sol), g
RISK-UE	Advanced approach to earthquake risk scenario with applications to different European towns
RNC	Ressources naturelles Canada
RV	Réalité virtuelle
SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
TPSGC	Travaux publics et services gouvernementaux du Canada
UQÀM	Université du Québec à Montréal

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

Alphabet grec minuscule

α	Hauteur de fissuration (facteur 1)
β	Hauteur de fissuration (facteur 2)
μ_D	Indice du dommage moyen
ω	Amplitude

Alphabet grec majuscule

Δ	Déplacement élastique, mm
ΔV_f, ΔV_r, ΔV_m	Paramètres variables de vulnérabilité
Δ_u	Déplacement ultime, mm

Alphabet romain minuscule

a	Largeur du bloc de compression, m
a_g	Accélération du sol, m/s^2
f'_c	Résistance à la compression de la maçonnerie, MPa
f'_{dt}	Résistance minimale à la traction diagonale de la maçonnerie, MPa
f	Fréquence, Hz
g	Accélération gravitationnelle, $9.81 m/s^2$
h	Hauteur totale, m
h_o	Hauteur de mur, m
k	Coefficient de rigidité, kN/m
$\tilde{k}$	Rigidité généralisée, kN/m
l_w	Largeur de mur, m

m	Masse, kNs^2/m (1 tonne)
$\tilde{m}$	Masse généralisée, kNs^2/m
m_b	Magnitude d'ondes de volume
m_N	Magnitude de Nuttli

Alphabet romain majuscule

A	Aire, m^2
D_i	Niveau de dommage
E	Module d'élasticité de la maçonnerie en compression, MPa
G	Module de cisaillement de la maçonnerie en compression, MPa
I	Intensité macrosismique
M_f	Moment fléchissant
M	Magnitude locale (Richter)
M_o	Moment sismique
M_r	Moment résistant
M_s	Magnitude d'ondes de surface
M_w	Magnitude du moment sismique
N	Effort normal sur les bouts de murs
P	Charge, kN
Q	Ductilité du bâtiment
R	Facteur de réduction de force
R_d	Facteur de ductilité
R_o	Facteur de surésistance

S_a	Accélération spectrale, m/s^2
$S_a(T)$	Accélération spectrale de réponse pour une période T, g ou m/s^2
T	Période du bâtiment, s
T_a	Période naturelle du bâtiment, s
V	Indice de vulnérabilité
V_0	Indice de vulnérabilité de base
V^-, V^+, V^{min}, V^{max}	Limites d'indice de vulnérabilité

INTRODUCTION

Partout dans le monde, on constate, depuis quelques décénies, une augmentation sensible des pertes matérielles, économiques et humaines à la suite de séismes. Cette situation met en évidence la vulnérabilité de nombreuses régions et est accentuée par une densité croissante de la population dans les zones urbaines exposées au danger sismique. La préoccupation des autorités pour la gestion du risque lié aux séismes est donc justifiée.

Au Québec, aucune perte directe n'a été recensée, par exemple, des victimes de l'effondrement total d'un bâtiment. Toutefois, de faibles secousses sont régulièrement ressenties au Canada et des dommages classés de sensibles à importants ont été enregistrés sur des édifices en maçonnerie non armée. Selon Lamontagne (2002), c'est le résultat de deux facteurs historiques : la faible densité de population dans les régions actives et la prise en compte efficace, depuis quelques décennies, de normes parasismiques. Cet état de faits a, toutefois, entrainé une certaine complaisance face au risque sismique (Bruneau et Lamontagne, 1994).

De nos jours, malgré une sismicité modérée de la province, les grandes villes québécoises, comme Montréal et Québec, sont soumises à des contraintes particulières qui augmentent potentiellement ce risque. La forte concentration d'anciens bâtiments construits avant l'application de normes parasismiques et la présence sur ces sites d'importants dépôts d'alluvions en sont les principales raisons. La conservation du patrimoine immobilier de ces sites passe obligatoirement par l'évaluation de sa vulnérabilité sismique.

Problématique de la vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique exprime et mesure le niveau de dommage et de conséquences prévisibles d'un séisme sur des infrastructures et peut se définir comme la capacité d'une structure à résister à une sollicitation sismique donnée. Cette mesure dépend ainsi des caractéristiques structurales et des déficiences qui leur sont associées. Dans le cadre de

l'élaboration de plans stratégiques de prévention, l'analyse de vulnérabilité a pour but de développer la connaissance du bâti existant dans une région.

La recherche sur la vulnérabilité sismique de structures traditionnelles en maçonnerie de pierre est relativement récente au Québec. L'évaluation des bâtiments historiques du Vieux-Montréal a montré, d'une part, que l'analyse est possible en utilisant des méthodes simples et, d'autre part, la faible performance sismique, dans le domaine élastique, d'un bâtiment patrimonial en maçonnerie de pierre (Lefebvre, 2004). D'où l'intérêt de procéder à l'évaluation des différentes structures existantes de la province.

Parallèlement, on retrouve en Europe de nombreuses études sur la conservation des bâtiments historiques en maçonnerie et l'évaluation de leur vulnérabilité sismique. Parmi ces structures, les églises sont considérées comme les plus à risque et ceci pour des évènements sismiques de faible intensité ayant peu d'effets sur les bâtiments ordinaires. Cette vulnérabilité est liée principalement à leur conception architecturale et à leurs éléments constitutifs tels : 1) la géométrie (volume important, plan au sol, etc.), 2) l'influence de ces édifices sur l'environnement adjacent au bâtiment, 3) l'hétérogénéité des matériaux et 4) la qualité et le type du système résistant. Cette situation a mené au développement de procédures spécifiques d'évaluation de la vulnérabilité des églises, différentes de celles appliquées aux constructions ordinaires.

Objectif du mémoire

Dans la perspective d'approfondir l'étude du comportement des églises pour la province de Québec, cette recherche se penche sur l'ensemble des 714 structures en maçonnerie de pierre, construites avant 1945. Il s'agit de fournir l'information sur leur capacité à résister aux forces sismiques. De manière specifique, les objectifs sont les suivants :

- classer les églises selon leur mode de construction (structures et architecture);
- identifier les éléments structuraux influençant la vulnérabilité sismique des églises;

- définir les modes de rupture principaux pour les structures de l'inventaire;
- proposer une méthode d'évaluation rapide de la vulnérabilité sismique des églises adaptée au contexte québécois.

Il est important de souligner que ces édifices représentent ce que les architectes et les spécialistes du patrimoine et des symboles religieux nomment l'architecture traditionnelle religieuse. Cette dernière se caractérise par un ensemble de bâtiments avec des traits similaires, tant sur le plan de la qualité des matériaux que des modes constructifs d'avant la deuxième guerre mondiale.

> « Il n'y a pas de limite à la survivance d'une tradition, mais, en pratique, l'essentiel pour nous a été dit avant 1939. La reprise de la construction après la dernière guerre est dominée par de nouvelles tendances et une nouvelle technologie qui tournent le dos à une longue tradition. » (CUM et SPT, 1981, p. VII)

Méthodologie

La démarche méthodologique utilisée est basée sur le cadre de Basili (Abran, Laframboise et Bourque, 1999). Cet outil, conçu à l'origine, pour la recherche liée au génie logiciel, fournit un protocole simple d'utilisation et adapté également à d'autres types d'études.

Le cadre comprend quatre grandes phases de déroulement de toute recherche : la définition, la planification, l'exécution et l'interprétation. Ceci se traduit concrètement par la prise en compte logique de la stratégie, du processus, des résultats et de l'adaptation de ces derniers au contexte de recherche, dès le début de cette dernière et de manière itérative tout au long de l'étude. Les étapes de recherche sont présentées sous forme de tableau (*Voir* annexe I, p. 144).

1) La définition

La phase de la définition nous a permis de dresser le projet de recherche dans sa globalité avec sa raison d'être, l'objet étudié, les objectifs spécifiques et les premiers utilisateurs des

Rapport-Gratuit.com

résultats. Cette première étape nous a également permis de fixer les limites de l'étude et d'évaluer les avantages et les contraintes. Nous pouvons citer :

- l'existence de méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique basée sur l'approche par macroélément;
- le nombre important de bâtiments à analyser;
- la difficulté de collecter l'information sur les structures existantes (plans, fonctionnement du système structural, qualité des matériaux) et de rendre un diagnostic adéquat;
- le faible retour d'expériences sur les dommages enregistrés, pour la province.

Dans le cadre de cette étude, l'analyse sera alors faite sur des modèles génériques reprenant les caractéristiques globales des églises de l'inventaire ou des macroéléments. De ce fait, cette recherche constitue une base pour des études plus complètes de modélisation mais propose une méthodologie appropriée pour une évaluation des dommages, le cas échéant. L'accent est alors mis sur la capacité des structures à résister à un tremblement de terre par des méthodes simplifiées existantes et non la détermination des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

2) La planification

C'est la phase d'identification des différentes étapes de recherche à partir de l'information recueillie d'une revue de littérature que nous avons voulu exhaustive. Cette stratégie nous a permis entre autres : a) de clarifier les étapes à franchir et les livrables qui y sont associés, b) d'identifier les moyens à prendre pour atteindre les résultats escomptés, c) d'établir un calendrier de travail efficient et d) d'organiser le contenu du mémoire.

3) L'exécution ou la réalisation

Un cycle d'activités, préparation-exécution-analyse des données, a été franchi pour chacune des étapes identifiées précédemment. Un effort particulier a été mis sur la cueillette et

l'analyse des données par : 1) la visite des édifices de l'inventaire, 2) l'étude de plans et 3) les échanges avec des personnes-ressources intervenant dans le domaine de la conservation/restauration et de l'entretien d'églises. Les visites et les rencontres ont permis, entre autres, de compléter l'information bibliographique, d'identifier les éléments typologiques et d'illustrer des cas concrets de dégradation des structures. La modélisation et l'analyse du comportement des structures et des éléments de structure ainsi que le développement du formulaire d'évaluation rapide complètent l'étape d'exécution.

4) L'interprétation

C'est la phase de validation du processus, dans laquelle nous examinons la conformité de la méthode retenue au contexte québécois et aux objectifs de l'étude. Les travaux subséquents à cette recherche sont également identifiés.

Organisation et contenu du mémoire

Le premier chapitre est consacré à l'état des connaissances sur les séismes et la sismologie. Un historique des phénomènes sismiques qui ont frappé le Québec est présenté, suivi d'une revue des dommages qu'ont subis les églises.

L'information de base de cette recherche est complétée par la revue de la littérature du chapitre 2 qui concerne les méthodes expérimentales d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises. Ces méthodes proviennent principalement d'Europe, notamment de l'Italie, de la Suisse et de la France. Elles sont comparées aux recommandations des normes et des guides techniques canadiens.

Le chapitre 3 présente l'inventaire réalisé à Montréal et la caractérisation globale des églises. Il débute avec l'histoire de l'évolution de l'architecture religieuse qui a mené à une homogénéité des caractéristiques et des techniques de construction. Ces édifices sont regroupés en quatre classes typologiques caractéristiques de l'inventaire et compatibles à des

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

modèles dont la vulnérabilité sismique est connue. Nous présentons l'information relative à l'analyse structurale des bâtiments : la géométrie, l'agencement des composantes structurales, les caractéristiques des matériaux, et une analyse succincte des effets de certaines composantes non structurales.

Le chapitre 4 est consacré à l'analyse comparative de la capacité des macroéléments, façade principale et de transept et tour-clocher. Ce choix est fait en fonction de la haute vulnérabilité de ces éléments et de leurs effets stabilisateurs sur le reste de la structure. Ils représentent également des symboles à conserver dans le cadre de la conversion éventuelle des édifices religieux de plus en plus recommandée dans un contexte de sauvegarde du patrimoine. Cette analyse est menée afin de faire ressortir les corrélations possibles entre les typologies présentes au Québec et les mécanismes probables de rupture.

Au chapitre 5, nous proposons une méthode rapide d'évaluation de la vulnérabilité d'une église avec le tracé de courbes de vulnérabilité. La méthode s'inspire de l'échelle macrosismique européenne (EMS-98), du mode de pointage du Groupe national de défense contre les séismes de l'Italie (GNDT) et de l'approche de gestion du risque appliquée aux villes européennes (RISK-UE). Un formulaire d'évaluation rapide de la vulnérabilité est proposé. Compte tenu de l'intérêt, à l'échelle du Québec, apporté aux églises construites avant 1945, une présentation succincte des outils de collecte et des sources d'information existants complète le chapitre.

CHAPITRE 1

SÉISMES ET SISMOLOGIE – NOTIONS DE BASE

Les statistiques sur les séismes qui ont secoué la planète montrent à quel point leurs effets peuvent être dévastateurs tant du point de vue humain qu'économique. Ces pertes étant principalement liées aux dommages enregistrés sur les structures, la gestion du risque passe par la compréhension du mécanisme des séismes, des phénomènes spécifiques à la région étudiée et de leurs effets sur les structures. Ce chapitre présente une revue de la littérature organisée autour de ces trois aspects fondamentaux. Il s'agit de comprendre les spécificités de la province du Québec et d'analyser l'information disponible.

1.1 Notion de séisme

Le Larousse définit le séisme comme une « secousse brusque d'une portion de l'écorce terrestre, à partir d'un épicentre et à une certaine profondeur » (Larousse, 2008). Ce dernier paramètre permet de distinguer les séismes puisqu'il est reconnu que leur origine ainsi que les conditions locales ou effets de site modifieront de manière importante la propagation des ondes et les effets du séisme.

Les séismes se produisent généralement au mouvement (rupture, glissement ou frottement, collision) de plaques tectoniques façonnant et remodelant ainsi le relief de la terre. Il peut s'agir également, comme c'est le cas au Québec[1], de mouvements le long de failles actives ou de zones de faiblesse de l'écorce terrestre. Cependant, si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, sa prédiction est peu fiable et les connaissances ne permettent pas non plus de les éviter.

[1] Hypothèse généralement retenue, mais aucun mécanisme précis n'a pu être édifié de manière spécifique (Filiatrault, 1996).

1.2 Mesure des séismes

C'est en 1925 que le premier tremblement de terre a été mesuré à l'aide d'instruments, donnant ainsi à la science des paramètres exacts, bases d'études approfondies des séismes et de leurs effets sur les infrastructures de génie civil. Deux niveaux de mesure sont généralement utilisés : la magnitude et l'intensité.

1.2.1 Magnitude

La magnitude d'un séisme est une valeur intrinsèque du phénomène qui ne dépend pas du point d'observation. C'est en 1935, que l'Américain Charles Francis Richter introduit une méthode qui permet d'estimer l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre. On parle alors, de l'échelle de Richter qui est utilisée partout dans le monde.

C'est une échelle logarithmique calculée à partir de l'amplitude des enregistrements de sismographes. Elle peut être négative ou positive et, en principe, a une limite supérieure de 10. Lorsque la magnitude d'un séisme varie d'un facteur 1, l'amplitude du mouvement varie d'un facteur 10. Par exemple, un séisme de magnitude 7 est dix fois plus fort qu'un séisme de magnitude 6 et mille fois plus fort qu'un séisme de magnitude 4.

Il existe d'autres échelles selon que l'on veuille mesurer des séismes locaux ou éloignés. Elles prennent en compte l'instrumentation utilisée et les modifications engendrées par les effets de site. Par exemple, la magnitude du moment sismique, M_w, est principalement utilisée par les sismologues pour mesurer les événements de forte magnitude puisqu'elle ne comporte pas de limite supérieure. Le moment sismique M_o « quantifie l'énergie mécanique rayonnée par la source sismique » (Lestuzzi et Badoux, 2008). Selon la provenance des ondes sismiques, on utilise également les échelles mesurant la magnitude des ondes de surface M_S et des ondes de volume m_b ; ces dernières entraineront les plus importants dommages aux structures.

La réalité du Québec et de l'Est de l'Amérique en général, où les ondes se propagent avec une atténuation et une profondeur moindre, a amené l'établissement de l'échelle de Magnitude Nuttli (m_N) pour laquelle une relation permet de la convertir en magnitude du moment sismique M_W et vice-versa.

1.2.2 Intensité

L'intensité sismique mesure la force d'un tremblement de terre et son effet sur une région donnée, les objets, les êtres humains et les infrastructures. Elle peut décrire la distribution probable des dommages et est dans ce cas appelée intensité macrosismique. Avec l'intensité comme paramètre d'entrée, il est possible de regrouper les structures caractérisées par un comportement sismique similaire et de définir des matrices de dommages appropriées.

Selon les spécificités des régions, plusieurs échelles de mesure de l'intensité ont été développées : au Canada, l'échelle Mercali modifiée (MMI) qui compte douze niveaux est utilisée depuis 1960 et l'échelle macrosismique européenne (EMS-98), de six classes décroissantes de vulnérabilité (A à F) est utilisée en Europe. Cette dernière se présente comme un standard pour les études d'évaluation du risque ou de la vulnérabilité sismique. On compte aussi les échelles Rossi-Forel et Mededev, Sponheuer et Karnik (MSK).

Il convient de noter qu'à partir du degré d'intensité (V), les trois échelles, MSK, MMI et EMS sont équivalentes. La comparaison entre les données et éventuellement l'adaptation des modèles sont alors possibles.

1.3 Aléa sismique

L'aléa représente, en terme de probabilité, la manifestation d'un tremblement de terre ayant une période de retour et une magnitude données à l'échelle régionale (macrosismicité) ou locale (microsismicité). En d'autres termes, l'aléa sismique représente la probabilité qu'une valeur maximale d'accélération au sol survienne sur une période de référence donné. Le Code national du bâtiment du Canada 2005 (CNBC 2005) retient une probabilité de retour de

2 % sur 50 ans (soit une fois par 4750 ans) pour le calcul de l'aléa sismique. Cette mesure est basée sur des paramètres statistiques (spécifiques et quantitatifs) des évènements historiques et aux incertitudes qui leur sont associées, comme une connaissance incomplète des phénomènes et le caractère aléatoire de ces derniers (Lestuzzi et Badoux, 2008).

> « Ceci implique une connaissance approfondie des processus pouvant intervenir dans la genèse d'un séisme, de la sismo-tectonique, des failles actives et des données sismiques historiques et instrumentales, des zones sismiques proches et lointaines susceptibles d'intéresser la région étudiée. » (Karray, 1994, p. 20)

Dans ce contexte, l'aléa, comme la vulnérabilité est une composante du risque sismique, défini au paragraphe 1.4. Autrement dit, pour un aléa égal, le risque peut différer grandement d'une région à une autre selon la vulnérabilité de son bâti et la valeur économique et humaine exposée à ce risque.

1.3.1 Au niveau régional

Au niveau régional, Ressources naturelles Canada (RNC) par le biais de la Commission géologique a émis des cartes caractérisant l'aléa sismique. Celles-ci transmettent les données d'accélération et de vitesse maximum des mouvements du sol nécessaires aux calculs des structures. La carte de la Figure 1.1 renseigne sur la probabilité que de fortes secousses sismiques se produisent dans l'Est du Canada. Cette carte met aussi en évidence la zone de La Malbaie à plus haut risque (signalée en rouge), les autres points (violets) indiquant la magnitude de séismes historiques.

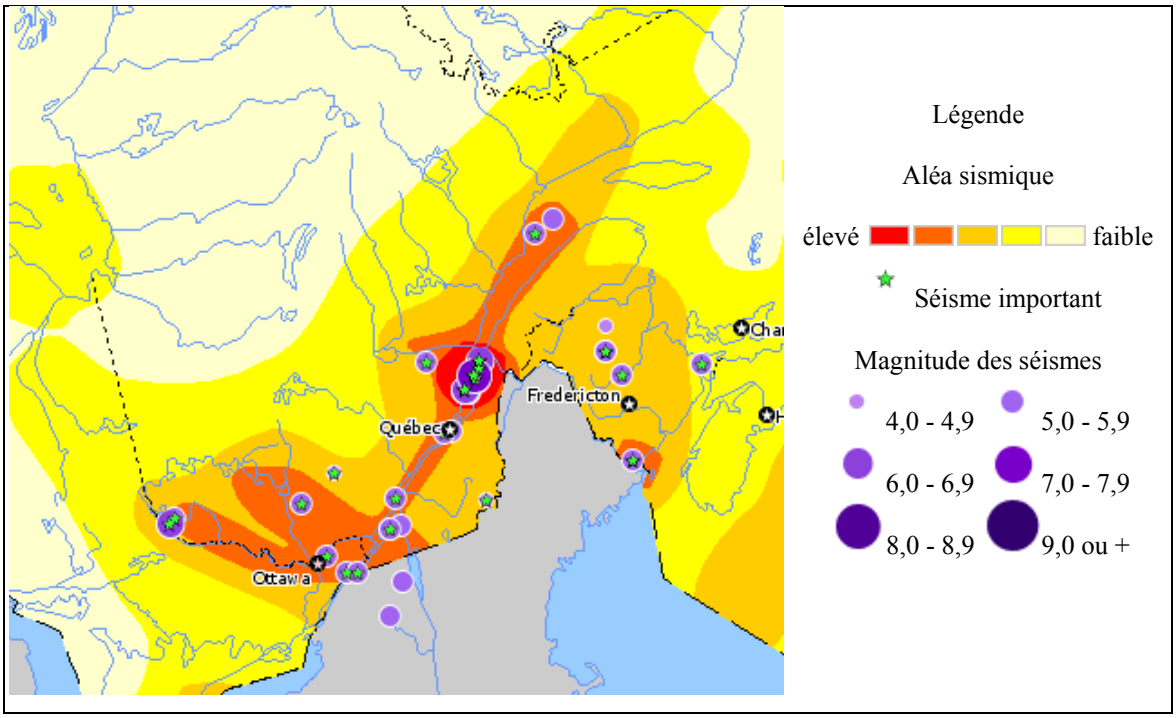


Figure 1.1 Aléa sismique et principaux séismes de l'Est du Canada 2009.
Tirée de RNC (2009b)

Bien que l'Est du Canada soit situé dans une région continentale stable de la plaque de l'Amérique du Nord, entrainant une activité sismique relativement faible, des séismes de forte magnitude s'y sont produits et se produiront inévitablement dans l'avenir (RNC, 2009c). La province de Québec possède ainsi un aléa sismique relatif qui varie de faible à élevé. On y distingue trois régions de macrosismicité : l'Ouest du Québec (région de Gatineau, Montréal et Cornwall), la région de Charlevoix-Kamouraska et le Bas-Saint-Laurent où l'on rencontre une concentration historique des plus fortes secousses sismiques dans le temps (*Voir* Figure 1.2). Cette région a été l'épicentre du violent séisme de 1925, estimé à 7 sur l'échelle de Richter et de cinq autres séismes de magnitude supérieure à 6 depuis 1663. Pour la période d'avant 1925, l'intensité estimée des séismes est indiquée en jaune pour la zone Charlevoix-Kamouraska.

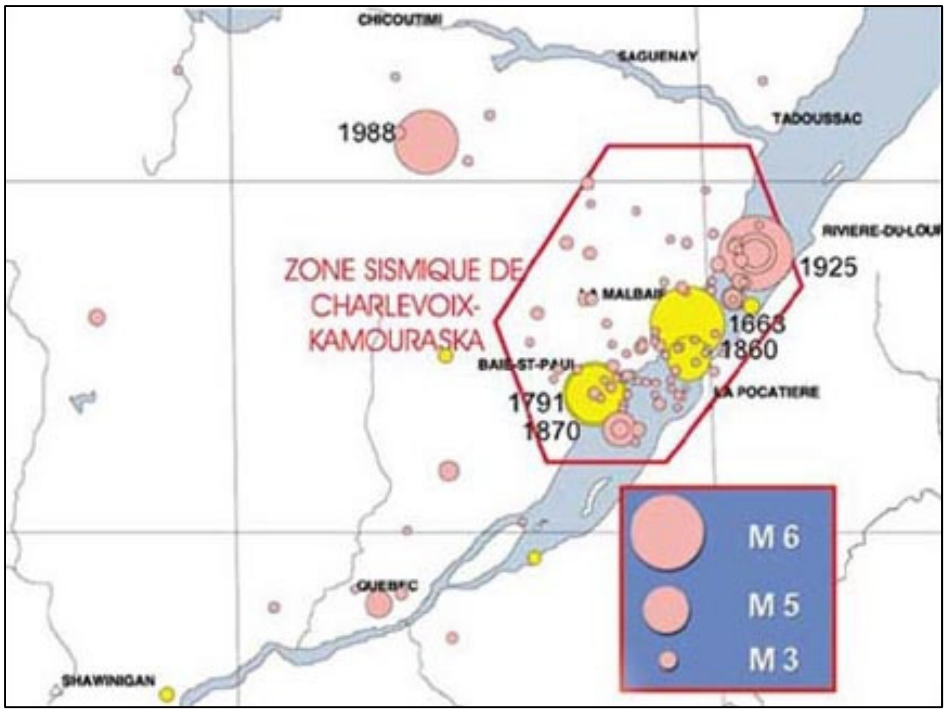


Figure 1.2 Sismicité historique de la zone de Charlevoix-Kamouraska.
Tirée de RNC (2009b)

1.3.2 Au niveau local

Il est reconnu que les conditions géotechniques locales peuvent avoir une influence déterminante sur l'amplification des ondes sismiques. Tout comme l'aléa régional, l'effet de site devrait idéalement être considéré de manière probabiliste dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique (Nollet, 2004). À l'opposé, une approche déterministe se baserait sur la reproduction d'un effet, historiquement connu, dans le futur (*Voir* annexe II, p. 148). Le manque de données statistiques et l'incertitude liée aux résultats obtenus de l'approche déterministe sont des facteurs limitatifs.

Le Code national du bâtiment du Canada 2005 (IRC-CNRC, 2005) propose un aléa pour l'ensemble du territoire habité, donné de manière générale pour une catégorie de site de référence de classe C. Un microzonage de l'île de Montréal a été effectué ces dernières années (Chouinard *et al.*, 2004). Les cartes développées renseignent sur la répartition des catégories d'emplacements sur l'île et la vitesse moyenne de cisaillement V_s des sites, leur

gamme de fréquence naturelle et les effets potentiels d'amplification des accélérations horizontales à la surface, constituant une base pour la gestion du risque sismique de l'île. Des travaux similaires ont également été réalisés pour la ville de Québec (LeBoeuf et Nollet, 2006) et sont en cours de réalisation pour les villes d'Ottawa (RNC, 2009a) et Vancouver[2] à l'instar de plusieurs grandes villes du monde.

1.4 Risque sismique

Filiatrault (1996) définit le risque sismique associé à chaque région comme le produit de son aléa sismique, de la vulnérabilité du bâti existant et de la valeur exposée (ensemble des dégâts enregistrés d'ordre humain, économique et environnemental), selon la formule suivante :

Risque = Aléa * Vulnérabilité * Valeur exposée.

Le risque peut ainsi être mesuré à l'échelle régionale ou locale. Cependant, les seuls éléments dont les sismologues disposent sont des statistiques sur l'occurrence et la magnitude des séismes. La connaissance du risque sismique demeure, toutefois, l'élément indispensable à la protection des biens et des populations et la mise en place de mesures de mitigation appropriées.

La Figure 1.3 montre la distribution relative du risque sismique pour des villes canadiennes, provisoirement estimé par le produit de l'aléa sismique (fonction d'un seuil spécifique) et de la population des villes (Adams *et al.*, 2002). Dans ce contexte, plus de la moitié du risque sismique du Canada est concentrée dans les villes de Vancouver et de Montréal. Les zones urbaines étant, pour la plupart, construites sur des formations alluvionnaires, les recherches ont montré qu'il y a dans ces zones des risques évidents de liquéfaction des sols, de glissements de terrain et d'amplification des ondes sismiques lors de tremblements de terre (Lamontagne, 2008; Tinawi, 1990).

[2] Travaux internes réalisés par Journeay, Hastings et Struik pour le compte de la commission géologique du Canada.

Rapport-Gratuit.com

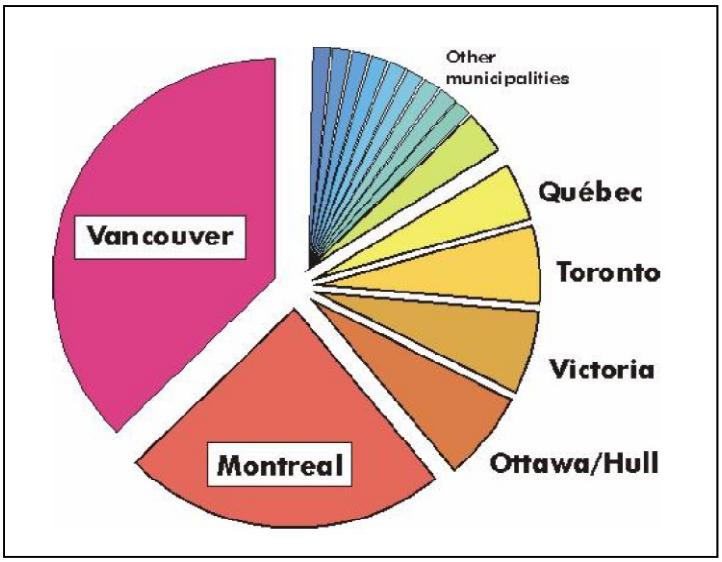


Figure 1.3 Distribution relative du risque sismique dans le Canada urbain.
Tirée d'Adams *et al.* (2002, p. 10)

1.5 Historique des séismes au Québec

La connaissance de l'histoire des séismes qui ont secoué une région est importante dans le processus d'établissement de critères d'analyse de la vulnérabilité comme la réponse des structures, le mode de propagation des ondes sismiques et l'intensité des secousses auxquelles on devrait s'attendre dans le futur (Mitchell, Tinawi et Law, 1990). Dans cet ordre d'idée, le document du Père Gouin (Gouin, 2001) constitue une importante référence sur la connaissance des séismes historiques du Québec de 1535 à 1925. Ce catalogue reprend la description faite par des observateurs qui relataient, de manière subjective et parfois incomplète les événements vécus :

> « La secousse fut assez violente…Elle leur communiqua un tremblement vif et rapide qui semblait déplacer les pierres et les broyer les unes contre les autres. » (Gouin, 2001, p. 362)

> « J'ai vu s'agiter l'édifice de l'église…» (Gouin, 2001, p. 432)

> « L'église a beaucoup souffert : une partie de son portail s'est écroulée emportant un morceau de la voûte et le reste des murs est tellement lézardé qu'il est douteux qu'on puisse le réparer. » (Gouin, 2001, p. 648)

Compte tenu de ces limites, Gouin a fait une recherche bibliographique exhaustive de la documentation sur toutes les secousses considérées comme sismiques afin de valider objectivement leur réalité. Malgré certaines imprécisions, ces informations sont cruciales puisque parmi celles-ci sont rapportés les séismes les plus importants (mais non la limite supérieure) et leurs effets.

1.6 Effets des séismes sur les structures d'églises en maçonnerie non armée au Québec

Le Tableau 1.1 présente les séismes les plus importants de l'Est du Canada de 1663 à 1988 et les dommages enregistrés aux églises. Il convient de souligner que :

- la construction en maçonnerie de briques n'a débuté effectivement qu'après les incendies majeurs de 1695 et 1721, les cheminées représentaient alors les seuls éléments en maçonnerie susceptibles d'être détruits par les séismes;
- la majorité des structures endommagées par les différents séismes historiques sont des constructions en maçonnerie non armée (MNA);
- les dommages les plus importants sont liés aux séismes de la région de Charlevoix-Kamouraska;
- les dommages énumérés peuvent être classés de niveau 3 à 5 selon l'échelle EMS-98 (*Voir* annexe III, p. 149). Outre ceux-ci, l'église de Kamouraska a été endommagée par un séisme de plus petite magnitude en 1789 (Voyer, 1981), tout comme les églises St-Pierre les Becquets et de Trois-Rivières en 1840;
- la période de 1674-1732 représente une période d'asismicité (Gouin, 2001) ;
- des informations plus complètes sur les dommages enregistrés sont présentées en annexe (*Voir* annexe IV, p. 150).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 1.1 Séismes importants de l'Est du Canada et effets sur les édifices religieux
Selon les informations tirées de RNC (2009c)

Année	**Magnitude estimée M_w**	**Région**	**Dommages enregistrés pour les églises et bâtiments et éléments en maçonnerie**
1663	7	Charlevoix-Kamouraska	- Dommages non structuraux à une église - Affaissement des cheminées
1732	5,8	Montréal	- Fléchissement des clochers d'églises - Dommage léger aux maisons en maçonnerie - Dommages structuraux rapportés (seulement à Montréal), la majorité des cheminées se sont effondrées
1791	6	Charlevoix-Kamouraska	- Dommage à trois églises
1860	6		- Clocher d'une église abattu, murs lézardés
1870	6,5		- Dommages importants à deux églises : écroulement façade principale et de voûte, murs lézardés (réparations impossibles), pertes considérables de contenu - Autres dommages non structuraux
1925	6,2		- Écroulement d'une église (rupture des murs latéraux et effondrement de la toiture) - Dommages importants au niveau de deux églises: détachement de la maçonnerie de la tour, affaissement hors-plan d'un mur de maçonnerie non-renforcé, fissures de cisaillement dans le plan des murs - Projection d'éléments non-structuraux - Écroulement de cheminées, murs lézardés - Dommages sévères au niveau de maisons en maçonnerie
1929	7,2	Grands Bancs	Aucun dommage particulier – Mais le seul séisme (appelé Séisme des Grands Bancs) ayant causé la mort de 28 personnes attribuées au tsunami lié à l'événement
1935	6,2	Témiscamingue	80% des cheminées effondrées
1988	6	Saguenay	- Dommage à l'église du Christ-Roi

La documentation photographique historique sur ces dommages est limitée. Le rapport de Bruneau et Lamontagne (1994) reprend les deux cas documentés du Québec sur les défaillances sismiques enregistrés lors du séisme de 1925 et décrites dans les sections suivantes.

1.6.1 L'église de Rivière-Ouelle

L'église de Rivière-Ouelle est une structure en maçonnerie non armée construite en 1872 sur une épaisse couche d'argile. Les dommages enregistrés sont importants et concernent: 1) l'affaissement hors-plan du pignon de la façade de transept, attribuable au manque d'ancrage entre le toit et le mur et 2) le cisaillement dans le plan des murs (*Voir* Figure 1.4). On y observe également le déplacement de la maçonnerie d'angle au niveau du clocher. Cette structure a été réparée et existe encore de nos jours *(Voir* Figure 1.5).

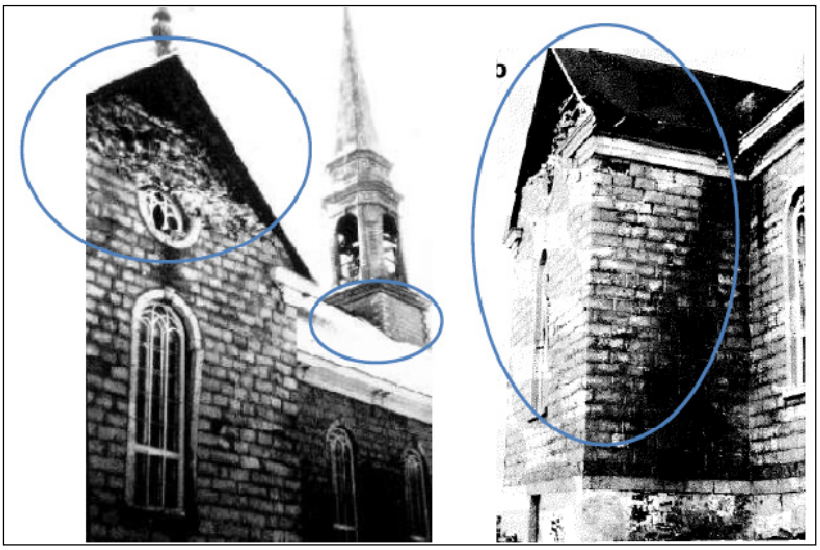


Figure 1.4 Église de Rivière-Ouelle - rupture hors-plan du pignon et fissure de cisaillement.
Tirée de Bruneau et Lamontagne (1994, p. 645)

Une première église de cette ville avait été précédemment affectée par les séismes de 1860 et 1870 qui avaient laissé des fissures de cisaillement visibles dans le plan des murs (Voyer, 1981). Tel que rapporté par le père Gouin, cette église a été démolie pour laisser place à

l'édifice de 1872 : «… les murs de notre belle église sont lézardés… Des pierres des murs furent délogées et la grande cheminée de pierre est tombée sur le toit » (Gouin, 2001, p. 536).

Figure 1.5 Église de Rivière-Ouelle en 2008.
Photos fournies par J.F. Bertrand (2008)

1.6.2 L'église de Shawinigan

L'autre cas documenté de dommages lors du séisme de 1925 est celui de l'église Saint-Marc de Shawinigan, ville située à environ 250 km de l'épicentre (*Voir* Figure 1.6).

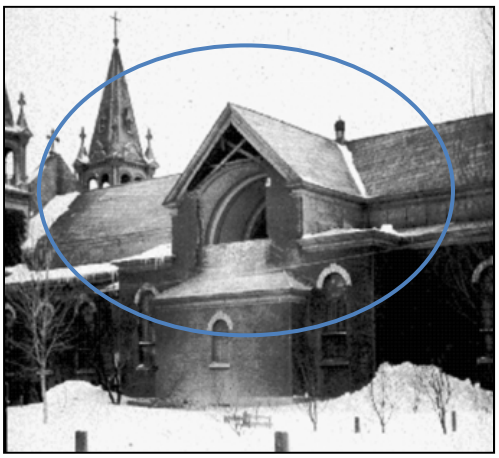


Figure 1.6 Église de Shawanigan – rupture hors plan du pignon.
Tirée de Lamontagne (2002, p. 63)

On relève le renversement du pignon de la façade du transept. Par ailleurs, « le clocher, la fenêtre et le parement extérieur de la partie inférieure de beaucoup de murs se sont également renversés vers l'extérieur. » (RNC, 2009c)

1.6.3 Causes des dommages enregistrés

Il ressort de différentes études (Bruneau et Lamontagne, 1994; Gouin, 2001; Lamontagne et Halchuk, 2007; Mitchell, Tinawi et Law, 1990; RNC, 2009c) que le potentiel de danger d'un bâtiment en maçonnerie non armée est principalement lié à trois paramètres fragilisant.

1) L'état de l'ouvrage

Quatre situations sont rapportées dans la documentation analysée : a) le manque d'entretien, b) les erreurs de conception dont souffrent de nombreux bâtiments en maçonnerie de pierre, c) la vulnérabilité accrue de deux églises précédemment affectées par le séisme de 1870 qui ont subi d'importants dommages en 1925 et d) le fait que des édifices aient été reconstruits en conservant les pans de murs non abattus lors d'incendies dont ceux de la ville de Montréal par exemple :

> « …l'Hôtel-Dieu (de Montréal) avait été rebâti sur les pans de murs encore debout après les incendies de 1695 et 1721…; d'où la crainte que les murs se fissurent davantage et tombent d'eux-mêmes durant les gelées d'hiver. » (Gouin, 2001, p. 278)

A contrario, l'église de St-Urbain dont la construction venait d'être achevée, a bien résisté au séisme de 1870 (Gouin, 2001).

2) L'emplacement et la qualité du sol de fondation

Le village de La Malbaie, construit en partie sur le roc et en partie sur des alluvions à l'embouchure de la rivière du même nom représente un excellent exemple du potentiel de glissement de terrain lié aux évènements sismiques (RNC, 2009c). La différence entre les dommages infligés aux structures sur ces deux types de terrain est flagrante. On note d'importantes fissures au niveau de l'imposante structure servant de prison (sur alluvion)

alors que l'église (sur roc) ne fut pas endommagée : « le lien entre le mur avant en pierre et les murs de plâtre est demeuré intact » (Gouin, 2001, p. 320). La prédisposition des sols alluvionnaires à la rupture par glissement est aussi un élément de vulnérabilité.

3) L'amplification des ondes sismiques

Au Québec, on explique l'importance des dommages enregistrés à des distances situées entre 150 km à 300 km de l'épicentre des séismes par la présence d'épaisses couches argileuses ou de dépôts meubles (Bruneau et Lamontagne, 1994; Gouin, 2001; Karray, 1994; Lamontagne, 2008; Mitchell, Tinawi et Law, 1990). Ce phénomène d'amplification des secousses est caractéristique des séismes de l'Est du Canada et peut également causer, à l'épicentre de séismes de magnitude aussi faible que 5,6, des dégâts importants aux bâtiments en maçonnerie non armée (Mitchell, Tinawi et Law, 1990).

Le sismologue Maurice Lamontagne définit ainsi les séismes du Québec : « des séismes modérés avec des épicentres dans la région immédiate et des séismes violents à des distances épicentrales entre 100 et 150 km causant des dommages » (Lamontagne, 2008, p. 12). Ceci se traduit par des vibrations de hautes fréquences causant peu de dommage à proximité de l'épicentre alors qu'à des distances plus grandes, les basses fréquences atteindront plus rapidement la période des bâtiments communs aux villes québécoises (Adams et Atkinson, 2003; Halchuk, Adams et Anglin, 2007; Lamontagne, 2008). Des données désagrégées ont été calculées pour différentes villes du Canada et permettent de déduire les caractéristiques des séismes : distance (D) et magnitude (M) qui causeront le plus de dommages pour une période fondamentale donnée. Le Tableau 1.2 montre ces caractéristiques pour trois villes québécoises pour la probabilité de 2% sur 50 ans retenue par le CNBC 2005 et pour un site de classe C.

Par exemple, pour La Malbaie et Québec, le séisme qui causerait le plus de dommage à une structure de période 1,0 s est de plus forte magnitude et située à une distance supérieure comparée aux déductions faites pour une structure de période 0,2 s. Dans le cas de Montréal, seule la magnitude du séisme change.

Tableau 1.2 Distance modale et magnitude pour trois villes québécoises
Tiré de Halchuk, Adams et Anglin (2007, p. 424)

Villes	**CNBC 2005 Aléa (g)**		**Désagrégation $S_a(0,2)$ Mode**		**Désagrégation $S_a(1,0)$ Mode**	
	$S_a(0,2)$	**$S_a(1,0)$**	**D (km)**	**M_w**	**D (km)**	**M_w**
La Malbaie	2,3	0,60	10	6,88	30	7,38
Montréal	0,69	0,14	30	6,38	30	6,88
Québec	0,59	0,14	30	6,38	90	7,38

La vulnérabilité des bâtiments est ainsi fonction de leur période et de leur localisation par rapport à l'épicentre, avec une forte probabilité que les bâtiments de faible période de la région du Bas Saint-Laurent peuvent subir des dommages importants lors de petits séismes.

L'effet d'amplification des ondes sismiques relié à la nature du sol et ses caractéristiques dynamiques (vitesse moyenne de cisaillement) est pris en compte dans le CNBC 2005 par l'utilisation d'un coefficient de fondation, ou facteur d'amplification de l'accélération spectrale, qui varie en fonction des caractéristiques géotechniques des sites.

1.7 Effets des séismes sur les structures d'église en maçonnerie non armée ailleurs dans le monde

L'information de cette section est tirée de rapports de visites post-séismes. Parmi ceux-ci, la référence italienne sur les dommages enregistrés dans la région du Frioul, en Italie, est l'une des plus complètes (Doglioni, Moretti et Petrini, 1994). Il s'agit, au départ, d'une étude initiée avec l'inventaire systématique, sous forme géométrale, des dommages enregistrés après le séisme de 1976 sur environ 240 églises page10 (Combescure, Gueguen et Lebrun, 2005, p. 10). Cette information de base est complétée par une analyse exhaustive du comportement de 43 églises affectées par une série de secousses en 1987, avec dans certains cas des dommages graves. La figure 1.7 illustre une reconstitution de la géométrie de l'église avec l'indication des lignes de fissuration et les chutes de matériaux (partie hachurée). Les

secousses de 1987 ont été de magnitude maximale de 6.1 (échelle de Richter), alors que les structures de la région ont bien résisté aux secousses, les églises ont été fortement endommagées et selon des patrons de fissuration singuliers relevés sur les différentes parties des structures. Ce relevé met en évidence d'une part les corrélations entre le type de fissure, la typologie et les mécanismes de rupture et d'autre part la nature spécifique (caractère individuel) de ces dommages sur certaines églises selon l'historique de chacune des constructions.

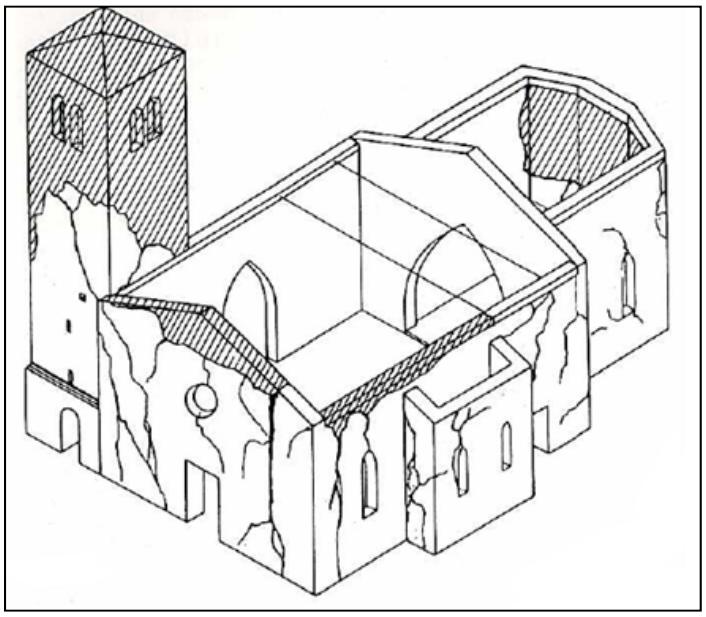


Figure 1.7 Relevé-type des dommages sur les églises.
Tirée de Doglioni, Moretti et Petrini (1994, p. 72)

Cet inventaire, effectué à partir du formulaire du GNDT (*Voir* paragraphe 2.2.3), constitue le point de départ des recherches sur les méthodes d'analyse de la vulnérabilité des églises. Les informations sont recoupées avec celles de notre inventaire et ce document constitue notre principale référence.

À cette étape, il faut souligner, les limites de notre démarche puisqu'il s'agit de comparer notre famille de structures avec des édifices construits entre 1300 et 1800, exception faite de deux structures construites au début du 20e siècle. Plusieurs études ont néanmoins établi la

récurrence de ces mécanismes de rupture pour les églises à partir d'analyses par éléments finis (Casolo *et al.*, 2000) ou de calculs analytiques simples présentés au chapitre 2.

De nombreux cas de dommages sur les églises sont documentés dans la littérature :

- en Californie, le séisme de Northridge de magnitude 6,8 sur l'échelle de Richter, a causé des dommages à l'église de Santa-Monica (Hollywood). On note une rupture hors-plan du haut de la façade principale ainsi que des fissures de cisaillement dans la tour-clocher (*Voir* Figure 1.8);

Figure 1.8 Modes de rupture observés à l'église de Santa-Monica.
Tirée de Bruneau (1995, p. 383)

- D'Ayala (2000) présente les mécanismes récurrents de dommages observés dans les structures d'église : (a) le renversement total de la façade, (b) la rupture partielle du haut de la façade et (c) la présence de fissures verticales ou effet d'arche. Les deux derniers modes de rupture sont associés à la présence de tirants longitudinaux ou transversaux traditionnels. Ces structures sont construites en Ombrie (Italie), région de sismicité de 6 à 8 selon l'échelle EMS-98 (*Voir* Figure 1.9);

Rapport-Gratuit.com

Figure 1.9 Mécanismes de rupture observés en Ombrie (Italie).
Tirée de D'Ayala (2000, p. 5)

- l'effet de secousses sur les églises, tel qu'observé en Guadeloupe, présente de nombreuses similarités avec les autres cas relatés comme l'effondrement partiel du haut de la façade et des fissures de cisaillement sur les pans de murs comme montré à la Figure 1.10. Ces dommages sont mesurés pour un séisme de magnitude 6,4 (m_b et M_W) à 10 km de profondeur focale.

Figure 1.10 Église endommagée - Guadeloupe 2004
séisme de magnitude 6.4 (m_b et M_w).
Tirée de Zacek (2008)

1.8 Synthèse de la revue de littérature et prochaines étapes

L'information recueillie à cette première étape d'analyse succincte, nous permet de conclure ce qui suit pour la province du Québec :

- les régions épicentrales sont caractérisées par des secousses de haute fréquence, et les bâtiments de faible période peuvent y subir des dommages importants;
- la majorité des églises québécoises endommagées en 1925 (sept sur huit) sont situées dans ces régions et les dommages touchent en premier lieu des éléments suivants de l'édifice : la tour, les façades de transept, les cheminées et des contenus;
- les éléments de structures se comportent selon des patrons récurrents de déformations de la maçonnerie : la rupture hors-plan et les fissures de cisaillement;
- bien que limitée à quelques cas, l'observation de ces dommages, à l'échelle de la province, présente de nombreuses analogies avec le comportement des églises italiennes, notamment la présence de dommages localisés;
- les dégâts enregistrés au niveau de la province peuvent être classés de sensibles à la destruction complète d'églises, selon l'échelle EMS-98. Cette échelle ne définit cependant pas de modes de rupture ou de niveaux de dommages spécifiques aux églises. La vulnérabilité des églises sismique doit être considérée comme élevée puisqu'à la fragilité des murs en MNA est reliée une forte probabilité de pertes en vie humaine.

Afin d'évaluer la vulnérabilité sismique des églises, il faudra :

- analyser les méthodes existantes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, au chapitre 2, le but étant de les comparer et de retenir celles qui permettent d'évaluer de manière sécuritaire et rapide la performance des structures et des éléments de structures;
- définir une typologie propre au Québec, caractériser les structures d'églises et identifier les paramètres géométriques et qualitatifs qui influencent le comportement des structures et ce, en accord avec les méthodes d'évaluation qui seront choisies, l'étape préliminaire étant la réalisation d'un inventaire des églises.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

CHAPITRE 2

PRINCIPES DE L'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES ÉGLISES EN MAÇONNERIE NON-ARMÉE

La vulnérabilité sismique, comme définie à l'introduction, traduit la performance probable d'un bâtiment ou d'une famille de structures lorsque soumis à des secousses. Différentes méthodes ont été développées pour mesurer cette vulnérabilité. Elles sont issues pour la plupart de l'observation des dommages résultant des séismes sur les structures et permettent des analyses à des échelles distinctes comme illustré à la Figure 2.1. Selon l'applicabilité de la méthode et le nombre des bâtiments à analyser, la précision de l'analyse augmentera avec les moyens mis en œuvre.

	augmentation des moyens mis en oeuvre →				
Echelle d'analyse	Plusieurs centaines de bâtiments		Quelques bâtiments		Bâtiments individuels
Méthodes	Vulnérabilité EMS98	Indice de Vulnérabilité	Avis d'experts	Calculs analytiques simples	Analyse numérique – modélisation –
Applicabilité	Ville – Commune – Quartier – Parcs immobiliers – Bâtiments Stratégiques				
Moyens humains	Sans formations - Etudiants - Techniciens - Ingénieurs - Ingénieurs confirmés				

Figure 2.1 Les différentes échelles d'analyse et leur applicabilité.
Tirée de Combescure, Gueguen et Lebrun (2005, p. 10)

Une revue de ces méthodes appliquées aux édifices en MNA est l'objet de ce chapitre; les méthodes découlant de l'avis d'expert sont abordées de manière transversale. L'accent sera mis sur :

- la vulnérabilité par EMS-98;
- des analyses globales issues directement des données statistiques (nombre élevé de bâtiments). L'intérêt de ces modèles dans le contexte d'étude, est lié au fait que la

vulnérabilité sismique est considérée d'une manière globale et reflète celle d'une famille de bâtiments de régions de macrosismicité différente;
- et les méthodes, plus qualitatives, basées sur des calculs ou des approches simplifiées.

Cette revue bibliographique est menée afin de faire ressortir les points communs entre les méthodes, ceci en prévision d'une adaptation cohérente au contexte québécois. L'information provient en grande partie de la documentation européenne, dans un contexte de sismicité moyenne, et de nombreuses références canadiennes dont les plus importantes sont les suivantes :

- l'inventaire des dommages relevés sur des églises en Italie après le séisme dans la région historique de Frioul en 1976 et la province de Modène en 1987, publié exclusivement en italien (Doglioni, Moretti et Petrini, 1994);
- l'approche de gestion du risque appliquée aux villes européennes : RISK-UE (Giovinazzi, 2005; Lagomarsino *et al.*, 2000);
- l'étude sur la vulnérabilité sismique du bâti existant français (Combescure, Gueguen et Lebrun, 2005);
- les normes canadiennes de construction.

Il est important de souligner qu'à l'application, les méthodes se révèlent hybrides, c'est-à-dire issues de la combinaison des analyses pures décrites à la Figure 2.1.

2.1 Méthode d'évaluation basée sur l'échelle macrosismique européenne (EMS-98)

Initialement développée pour qualifier l'intensité d'un séisme, l'échelle macrosismique européenne (EMS) sert aussi à l'évaluation et à la prédiction des dommages en cas de séisme éventuel. L'échelle EMS-98 associe 15 types de structures, dont sept en maçonnerie, aux classes de vulnérabilité A à E, A étant la plus vulnérable. Le type de structure est défini par la qualité du matériau et du système de contreventement qui ont un effet sur la réponse du bâtiment (*Voir* Figure 2.2).

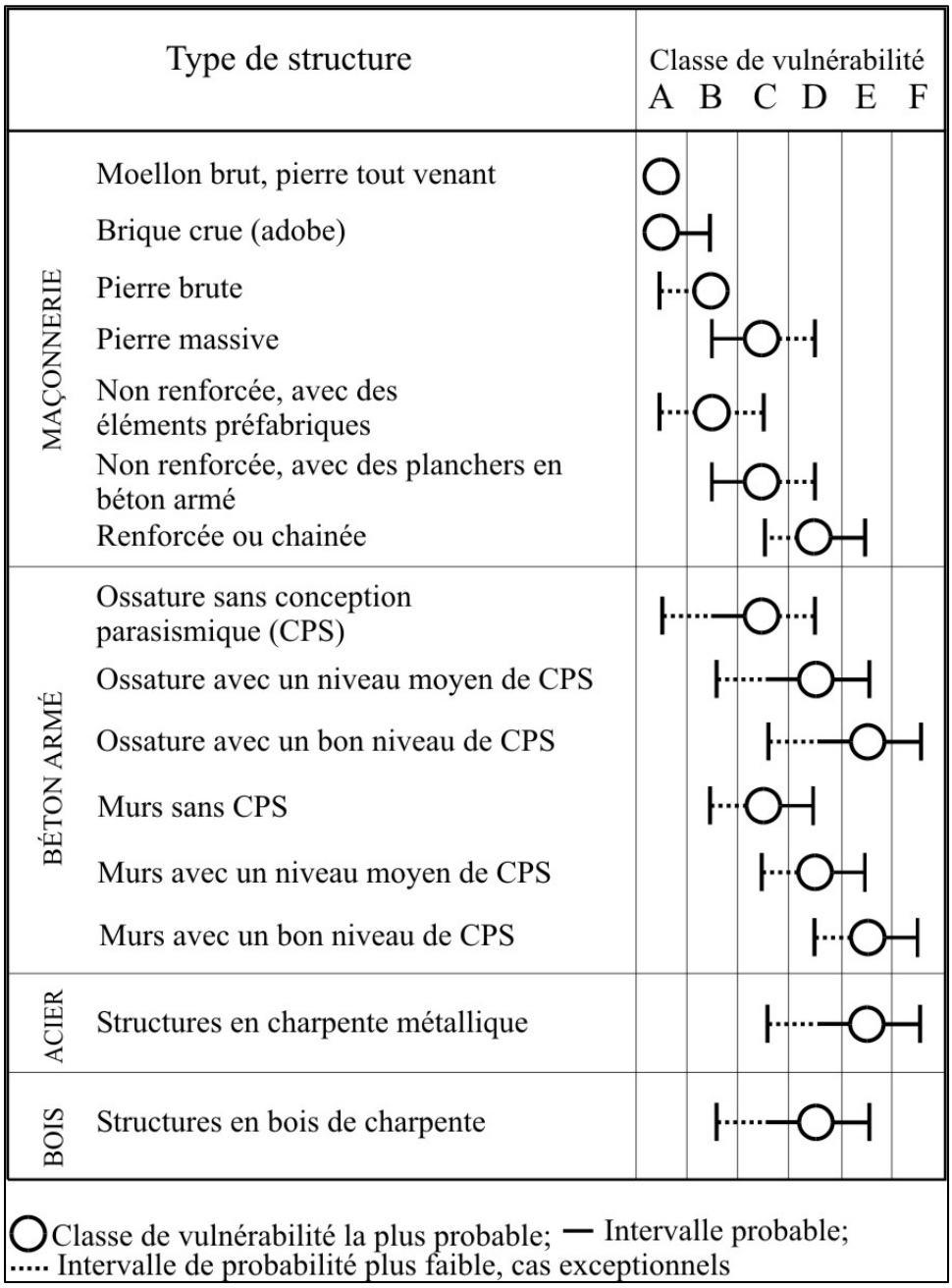


Figure 2.2 Typologies EMS-98 associées à une classe de vulnérabilité.
Tirée de Grünthal, Musson et Stucchi (1998)

Les statistiques autour des dommages enregistrés sur les structures montrent, en effet, que le niveau de dommage est contrôlé par les caractéristiques du système résistant (type d'éléments verticaux et horizontaux). Par ailleurs, l'introduction de cinq niveaux de

dommage (*Voir* annexe III, p. 149) facilite la définition de l'intensité sismique et de la probabilité qu'a une structure de subir ce niveau de dommage (Combescure, Gueguen et Lebrun, 2005). Les résultats sont présentés sous forme de matrice de dommages probables (DPM) ou de courbes de vulnérabilité où le dommage est associé à la probabilité de dépassement.

L'utilisation de l'échelle EMS-98 permet donc, de répartir un ensemble de structures selon des classes de vulnérabilité établies et d'estimer les dommages anticipés par typologie de structures et ceci, pour une intensité donnée. De cette analyse, découlent des modèles de vulnérabilité macrosismique dans lesquels la variable d'entrée est l'intensité liée à d'autres paramètres typologiques du bâti. Bien qu'établie pour les structures européennes, Lefebvre (2004) montre que cette méthode d'analyse s'adapte bien aux structures anciennes du Québec en leur attribuant des cotes structurales propres aux typologies canadiennes.

Par la variété des typologies considérées et la méthodologie utilisée pour la corrélation entre dommage et la classe de vulnérabilité, l'échelle EMS-98 diminue les incertitudes liées aux échelles macrosismiques relevées par Spence (2000). De cette classification de base, découlent des méthodes plus spécifiques appliquées aux structures historiques, présentées aux paragraphes suivants. L'intérêt de ces modèles, dans le contexte d'étude, est lié au fait que la vulnérabilité sismique est considérée d'une manière globale et reflète celle d'une famille de bâtiments de régions de macrosismicité différente.

2.1.1 Évaluation du risque sismique : Approche RISK-UE (Giovinazzi, 2005; Lagomarsino *et al.*, 2000)

Cette approche est utilisée pour l'élaboration de scénarios de risques pour les villes européennes (RISK-UE) et représente une alternative au programme HAZUS. Dans le cadre de la première étape de ce projet, l'établissement d'un inventaire (évaluation de niveau 1), la vulnérabilité des différents bâtiments historiques a été analysée et a fait ressortir, une fois de plus, la fragilité des églises et des tours (*Voir* Figure 2.3).

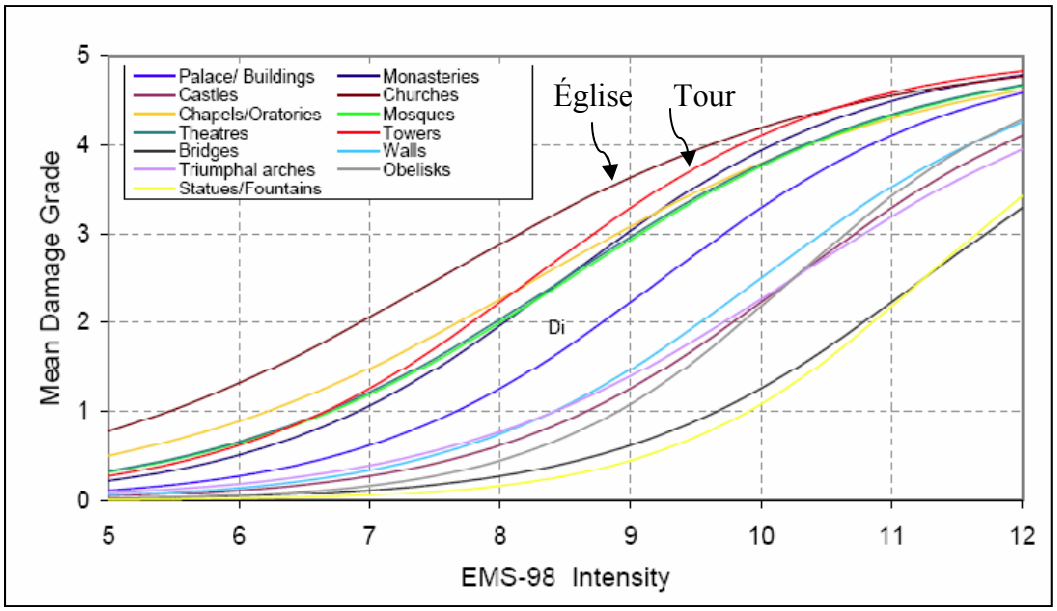


Figure 2.3 Courbes de vulnérabilité de différents monuments historiques.
Tirée de Lagomarsino *et al.* (2000, p. 33)

En se basant sur l'échelle EMS-98, la méthodologie RISK-UE dérive de l'utilisation de probabilités et de la théorie des ensembles flous (Giovinazzi, 2005; Lagomarsino *et al.*, 2000). Cette théorie est généralement utilisée pour modéliser l'incertitude et la quantifier de manière cognitive. Dans ce cas, une fonction de vulnérabilité, dont les valeurs appartiennent à l'ensemble {0, 1}, est définie pour chacune des typologies de l'EMS-98. Un indice de vulnérabilité de base, V_0, est établi avec une fourchette de valeurs probables, des bornes V^-, V^+ et les valeurs limites V^{min}, V^{max} tel que montré au Tableau 2.1 donnant les valeurs trouvées pour les structures en maçonnerie.

Les indices V^-, V^+ sont fonction de la disponibilité d'une base de données sur les dommages probables spécifiques à la région étudiée ou sur sa vulnérabilité selon les équations suivantes où ΔV_f est un paramètre qui dépend de la qualité et de la quantité de données disponibles :

$$V^- = V_0 - \frac{3}{2}\Delta V_f \tag{2.1}$$

$$V^+ = V_0 + \frac{3}{2}\Delta V_f \tag{2.2}$$

ΔV_f est pris égal à 0,08 lorsque les données ne sont pas disponibles et à 0,04 dans le cas contraire. Le fuseau des valeurs possibles de ces indices se rapprochera des valeurs limites et permet de prendre en considération l'incertitude liée au manque de données.

Tableau 2.1 Indices de vulnérabilité pour la maçonnerie
Tiré de Giovinazzi (2005, p. 68)

Typologies (tirée de la méthode EMS-98)		**Indices de vulnérabilité**				
		$\mathbf{V^{min}}$	$\mathbf{V^{-}}$	$\mathbf{V_0}$	$\mathbf{V^{+}}$	$\mathbf{V^{max}}$
M1	Moellon brut, pierre tout venant	0,62	0,81	0,87	0,98	1,02
M2	Brique crue (adobe)	0,62	0,69	0,84	0,98	1,02
M3	Pierre brute	0,46	0,65	0,74	0,83	1,02
M4	Pierre massive	0,30	0,49	0,62	0,79	0,86
M5	Non renforcée, avec des éléments préfabriqués	0,46	0,65	0,74	0,83	1,02
M6	Non renforcée, avec des planchers en béton armé	0,30	0,49	0,62	0,79	0,86
M7	Renforcée ou chainée	0,14	0,33	0,45	0,63	0,70

L'indice final V sera affiné à l'aide de facteurs reliés au comportement sismique : les paramètres géométriques, par exemple ΔV_r et à la région étudiée ΔV_m, selon l'équation 2.3.

$$V = V_0 + \Delta V_r + \Delta V_m \tag{2.3}$$

À partir de cet indice et de l'analyse statistique des dommages répertoriés (histogramme précédent), la notion de dommage moyen (μ_D) est introduite comme une fonction de l'intensité macrosismique (I) et définit par deux paramètres : l'indice de vulnérabilité (V) et la ductilité équivalente du bâtiment (Q) selon la relation suivante :

$$\mu_D = 2{,}5\left[1 + \tanh\left(\frac{I+6{,}25\,V-13{,}1}{Q}\right)\right] \tag{2.4}$$

Les courbes dérivées de l'échelle EMS-98 sont caractérisées par une valeur fixe de Q = 2,3 par exemple pour un bâtiment ordinaire en maçonnerie, Q = 3,0 pour les églises et Q = 2,0 pour les tours. Ces valeurs n'ont aucun lien direct avec les valeurs normalement retenues pour la maçonnerie. En comparaison, le CNBC 2005 propose le coefficient R_d, facteur de modification de force liée à la ductilité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement non élastique. Ce facteur est pris égal à 1 pour les structures en maçonnerie non armée qui donne une ductilité égale à l'unité; le code se base essentiellement sur le critère d'égalité des déplacements.

Les travaux d'Elmenshawi *et al.* (2010) sur le comportement de murs en MNA au Canada montrent les limites de cette hypothèse puisque la ductilité équivalente atteint un maximum théorique de 2,4 en faisant l'hypothèse d'une structure intègre. La valeur limite est toutefois prise égale à 1,7 pour mieux prendre en considération l'effet des déformations et de la non linéarité.

En fixant la valeur de Q pour une typologie donnée, la valeur de V est donc déterminante dans le tracé des courbes de vulnérabilité. L'indice V_0 est pris respectivement égal à 0,89 et 0,78 pour les églises et les tours en MNA. Les courbes de vulnérabilité sont ensuite modulées en fonction de cotes (*Voir* annexe V, p. 152) qui sont fonction :

- des détails d'architecture : arrangement des éléments, paramètres géométriques;
- des caractéristiques constructives : phases de construction, transformations, qualité des interventions;
- de la qualité de la maçonnerie, notamment sa résistance à la traction.

Dans sa thèse, Giovinazzi (2005) a validé son approche en comparant les résultats obtenus avec de nombreuses approches d'évaluation de vulnérabilité existantes et couramment

utilisées en Europe. Cette nouvelle approche fait appel à des calculs relativement simples et peut constituer un outil d'évaluation rapide de premier niveau.

2.1.2 Procédure intégrée d'évaluation de la vulnérabilité de bâtiments historiques : Méthode FaMIVE (D'Ayala et Speranza, 2002)

Dans cette procédure, les bâtiments sont d'abord évalués selon la méthodologie EMS-98 puis les mécanismes d'effondrement sont identifiés par le logiciel FaMIVE (Failure Mechanisms Identification and Vulnerability Evaluation). Ce logiciel est basé sur l'analyse statique équivalente (aux états limites) des murs extérieurs d'une structure en maçonnerie; le but étant de prédire la charge maximale de rupture, le mode de rupture ou la variation de la vulnérabilité obtenue en introduisant des renforts prédéfinis. Des bases de données sont intégrées à ce logiciel. Elles regroupent, entre autres, les mécanismes de rupture probable et les modes de connexion entre les murs établis selon l'approche par macroéléments présentés au paragraphe 2.3.

2.2 Méthode d'évaluation par pointage

Les méthodes d'évaluation par pointage ont pour objectif principal une évaluation rapide et aisée des structures aux fins de classement ou d'évaluation de leur vulnérabilité. L'attribution de pointage est faite sur la base de paramètres typologiques représentatifs de la région étudiée. Un indice de vulnérabilité est établi à partir d'une fiche de critères structuraux et non structuraux relevés à l'inspection de la structure. L'établissement des critères et des cotes structurales est fait à partir de l'opinion d'experts, donc est grandement lié aux particularités locales.

Les deux principales méthodes utilisées en Amérique du Nord sont issues des rapports/analyses de vulnérabilité du bâti existant de l'Applied Technology Council (ATC-21) des États-Unis. L'Italie possède également une méthodologie établie par le GNDT particulièrement adaptée à l'évaluation des structures en maçonnerie de pierre.

Rapport-Gratuit.com

2.2.1 La procédure rapide d'évaluation sismique visuelle FEMA 154, États-Unis

Les cotes structurales utilisées dans la procédure du Federal Emergency Management Agency (FEMA) sont issues de courbes de fragilité caractéristiques définies par le logiciel HAZUS (HAZard US) qui est un outil de gestion et de planification du risque. Les cotes sont définies pour 15 types de bâtiments (FEMA, 1988). Un indice structural, le Basic Structural Hazard (BSH), est attribué en fonction du système de résistance aux forces latérales et du niveau de sismicité de la région, c'est-à-dire calculé en termes de probabilité d'effondrement ajusté à différents critères de performance. Le BSH varie de 1,8 à 4,6 pour un bâtiment en maçonnerie non armée lorsque celui-ci est situé dans une zone de sismicité respectivement élevée et faible; une valeur élevée du BSH correspondant à une meilleure performance sismique. À noter que la définition des bâtiments en MNA utilisée pour cette méthode peut difficilement s'appliquer aux églises, les courbes de fragilité n'incluant pas le type de structures sous étude.

2.2.2 La méthode de pointage du Conseil national de recherches du Canada

Cette méthode vise les bâtiments couverts par la partie IV du Code national du bâtiment, c'est-à-dire l'ensemble des constructions existantes exception faite des petits bâtiments résidentiels. Trois indices, structural (IS), non structural (INS) et de priorité sismique (IPS) sont calculés en fonction de six variables identifiées de A à F représentant : la sismicité (A), l'état du sol (B), la cote structurale de base selon l'année de construction avec comme référence l'année 1990 (C), les irrégularités du bâtiment (D), l'importance de l'édifice (E) et les dangers reliés aux éléments non structuraux (F). Bien qu'aucune probabilité ne soit rattachée aux indices, l'indice structural IS (équivalent au produit A*B*C*D*E) donne une évaluation relative du risque sismique avec la prise en compte de l'aléa sismique (A*B), de la vulnérabilité sismique du bâtiment (C*D) et de la valeur rattachée au bien (E).

L'évaluation peut se faire rapidement à partir d'un formulaire quantitatif et un pointage global est calculé. Comme pour la méthode du FEMA, cette méthode peut difficilement être

appliquée aux églises, les caractéristiques principales considérées pour le pointage étant les mêmes quelque soit la structure considérée.

2.2.3 La méthode GNDT, Italie

La méthode GNDT a été développée par le Groupe de défense contre les tremblements de terre du Conseil national de recherche de l'Italie (CNR). Elle propose une évaluation à deux niveaux auxquels correspondent deux formulaires : le niveau I d'analyse globale des bâtiments permettant la collecte de l'information de base et l'élaboration d'un inventaire et le niveau II menant au calcul d'un indice pondéré de vulnérabilité. Ce deuxième niveau d'analyse permet également de tracer des courbes de vulnérabilité en fonction de modes de rupture probables.

Cette méthode prend sa source dans l'importante base de données découlant des inventaires post-sismiques réalisés en Italie, en 1994. Le nombre de structures endommagées en maçonnerie non armée et en béton est suffisamment élevé pour pouvoir établir des relations entre le taux d'endommagement et les caractéristiques structurales du système résistant. La méthode est maintenant largement utilisée partout en Europe notamment pour l'inventaire des bâtiments historiques permettant ainsi la création d'une importante base de données sur les bâtiments en maçonnerie et en béton armé.

Le formulaire II concernant les bâtiments en maçonnerie présente les onze critères contrôlant la réponse sismique des bâtiments et les quatre classes de vulnérabilité croissantes de A à D (GNDT, 1994). L'attribution d'une classe de vulnérabilité se fait en fonction du calcul de variables différentes pour chacun des critères comme montré au Tableau 2.2.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 2.2 Critères de vulnérabilité du formulaire GNDT de niveau II
Adapté de GNDT (1994), Nollet (2004)

No	**Critères**	**Variables**
1	Type et organisation du système résistant	Organisation des éléments verticaux et présence de système parasismique.
2	Qualité du système résistant	Qualité, type de maçonnerie et forme des éléments constitutifs.
3	Résistance conventionnelle	Coefficient $\alpha = C_1/C_2$ où C_1 est fonction du nombre d'étages, de l'aire de la toiture, des aires totales des éléments de résistance dans les directions orthogonales et la résistance au cisaillement de la maçonnerie et $C_2 = 0,4$ (recommandations des normes italiennes).
4	Position de l'édifice et fondations	Classe de sol et pente du site.
5	Système horizontal	Déformabilité dans le plan, efficacité des liens entre les éléments horizontaux et les murs, absence de mezzanine.
6	Configuration en plan	Ratios β_1 et β_2 fonction des rapports en plan des dimensions du bâtiment.
7	Configuration en élévation	Distribution de la masse en hauteur, présence d'arcades.
8	Distance maximale entre les murs	Ratio distance entre les parois transversales / épaisseur des parois principales.
9	Toiture	Présence de poussées horizontales, présence de greniers, présence de chainage, charge permanente de toit, périmètre de la couverture.
10	Éléments non structuraux	Présence d'éléments non structuraux internes et externes et modes de fixation.
11	État de fait	État de conservation du bâtiment.

Un indice de vulnérabilité I_v est calculé à partir des éléments du système structural principal et des déficiences qui y sont reliées puis pondéré selon un poids relatif aux paramètres structuraux. La valeur de l'indice varie de 0 à 100, ce dernier étant synonyme de la plus grande vulnérabilité. Selon Augusti et Ciampoli (2000), l'effet des fondations sur la vulnérabilité des structures est sous-estimé dans ce calcul.

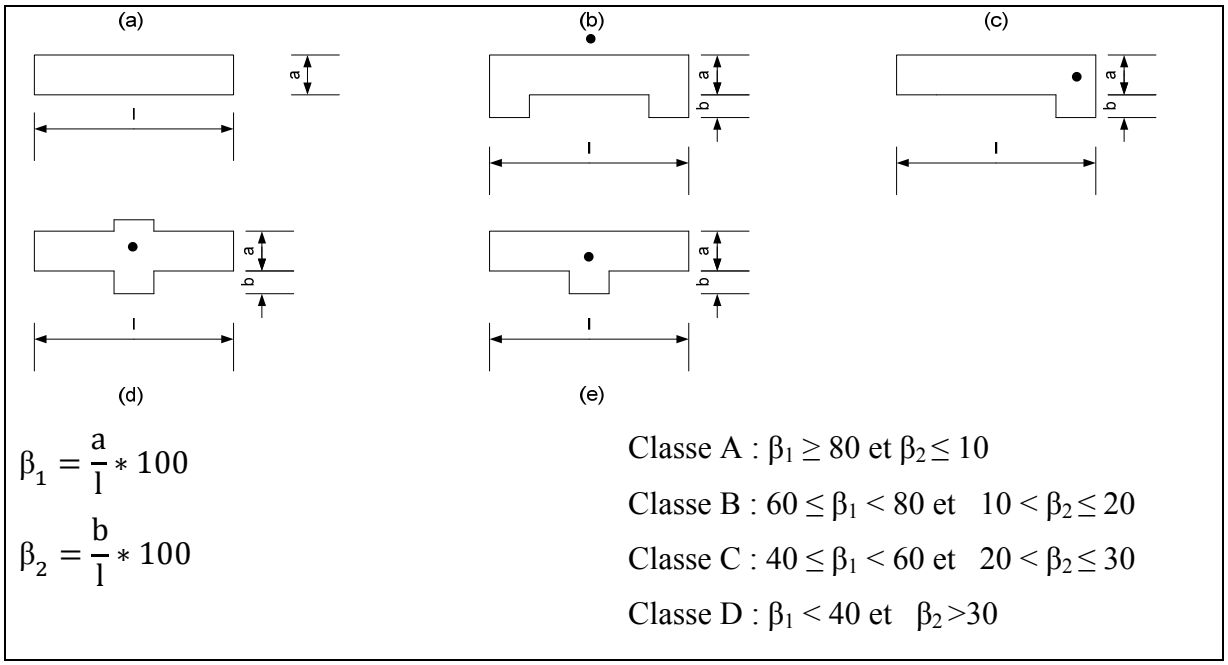


Figure 2.4 Classification sismique selon le plan au sol.
Adaptée de GNDT (1994, p.31)

Le calcul des variables reliées à la configuration en plan est présenté à la Figure 2.4. C'est une approche simplifiée de l'effet du plan au sol. Pour des dimensions équivalentes de a et b, les configurations b, c, d et e ont les mêmes valeurs de β_1 et de β_2 mais des comportements en torsion différents dans la réalité, compte tenu de la localisation du centre de torsion. Cette limitation est compensée par les facteurs 3 et 8 respectivement la résistance conventionnelle et la distance maximale entre les murs.

Giovinazzi (2005) a établi la corrélation entre les indices de vulnérabilité I_v et V calculés respectivement selon la méthode GNDT et l'approche basée sur l'EMS-98 décrite au

paragraphe 2.1.1, selon la relation 2.6. Toutefois, l'auteure ne précise pas la dispersion des points autour de la relation moyenne.

$$I_v = 156{,}25\,V - 76{,}25 \tag{2.6}$$

2.3 Approche analytique basée sur des modèles simples

L'observation systématique des dommages post-sismiques sur les églises en maçonnerie de pierre a amené la modélisation des mécanismes de dommages et leur corrélation à des parties spécifiques d'une église, établissant les concepts de l'approche par les macroéléments. L'hypothèse principale de cette méthode est la représentation des églises en six ou sept éléments structuraux «libres» ou macroéléments (*Voir* Figure 2.5) pour lesquels 18 modes de rupture ont été identifiés (*Voir* annexe VIANNEXE VI, p. 154).

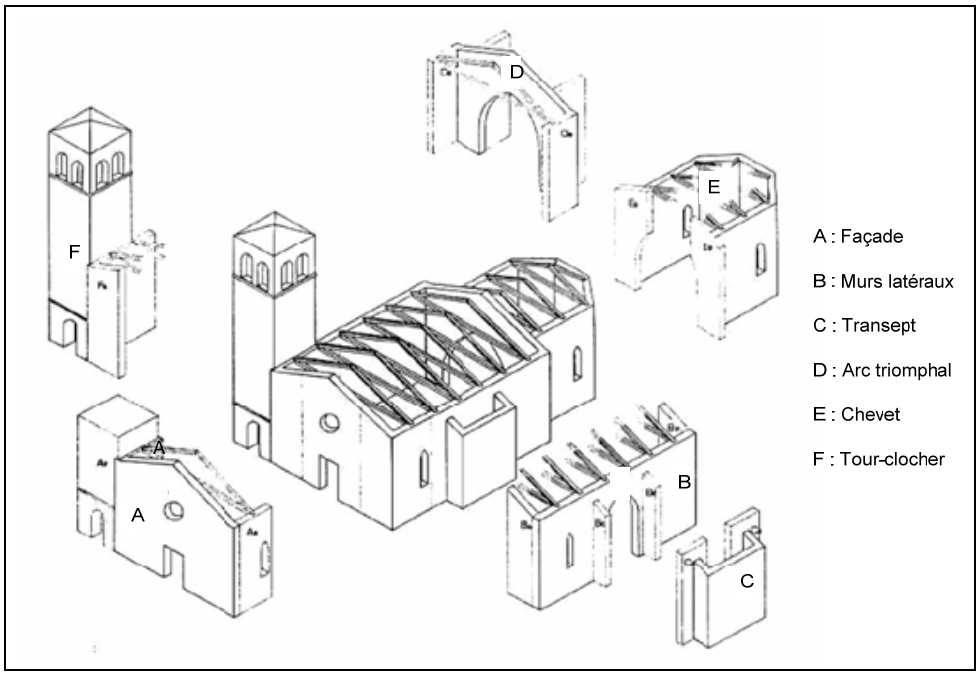


Figure 2.5 Décomposition d'une église en macroéléments.
Tirée de Doglioni, Moretti et Petrini (1994, p. 72)

Selon les modes constructifs, la cellule du clocher peut aussi être considérée comme un septième macroélément. On peut ainsi faire abstraction de la jonction entre les éléments de la

structure. Toutefois, compte tenu du rôle réel joué par chacun des macroéléments sur la résistance de l'ensemble, l'effondrement complet d'une structure est calculé en termes de probabilité. Cette approche est développée à la section 2.3.5.

Cette approche, peu convenable pour l'analyse des bâtiments complexes tels que les palais ou les couvents, permet une interprétation qualitative très efficace pour les églises dont l'architecture est relativement simple (Lagomarsino et Podestà, 2004). Cette décomposition facilite l'utilisation de méthodes analytiques pour l'étude de la vulnérabilité, surtout en absence de statistiques fiables et documentées sur les dommages enregistrés pour une région. Le comportement des murs en maçonnerie étant connu, la prévision des dommages est possible par l'étude des mécanismes hors-plan et dans le plan des murs. La distribution de ces dommages à une même famille de bâtiments avec l'établissement de courbes de fragilité ou de courbes de capacité est également envisageable (méthode mécanique).

2.3.1 Comportement hors-plan d'un mur en maçonnerie non armée

Bien que la maçonnerie de pierre soit utilisée depuis des centaines d'années, son comportement hors-plan sous excitation sismique demeure complexe et peu étudié (Paulay et Priestley, 1992). Il s'agit, toutefois, d'un mécanisme de ruine courant de la maçonnerie qui peut mener à l'effondrement des structures, car les éléments n'assurent plus la transmission des forces verticales (Lestuzzi et Badoux, 2008). La complexité découle du fait que le comportement est surtout non-linéaire, régi principalement par une fissuration du mortier et une instabilité plutôt que la rupture du matériau de base (Hendry, Sinha et Davies, 1997). L'analyse des effets des charges latérales sur les murs de maçonnerie nécessite la prise en compte de certaines hypothèses découlant en grande partie de l'observation du comportement des murs en maçonnerie non-armée. Parmi celles-ci, on considère généralement négligeables les déformations élastiques et on admet que les fissures sont horizontales.

Ce comportement a été l'objet de différentes études et se base, principalement, sur l'identification des lignes de fracture (D'Ayala et Speranza, 2003; Hendry, Sinha et Davies,

1997; Lang, 2002; Paulay et Priestley, 1992) identifiant l' « effet d'arches » avec la création d'une ou de plusieurs rotules plastiques en section du mur reflétant les observations post tremblements de terre notamment sur les murs de façade et les murs latéraux de la nef (*Voir* Figure 2.6).

Le mur passe de sa position d'équilibre stable (*Voir* Figure 2.6.a) à un équilibre instable menant au renversement de la façade (*Voir* Figure 2.6.b). La rupture sera complète lorsque les points d'application de la résultante des forces de compression et de la charge gravitaire ne seront plus alignés (Paulay et Priestley, 1992). Le problème est encore plus grand lorsque le mur est élancé et n'est pas supporté efficacement par la charpente de toit.

La présence de renforts de qualité comme les tirants et les chainages horizontaux, diminue la probabilité de renversement mais provoque une nouvelle instabilité localisée avec la formation d'une ou de plusieurs rotules (*Voir* Figure 2.6.c et 2.6.d). Dans ce dernier cas, il conviendra de considérer des sections de murs au lieu de l'élément entier. La vulnérabilité de l'élément est limitée par la qualité du mortier et l'épaisseur des murs.

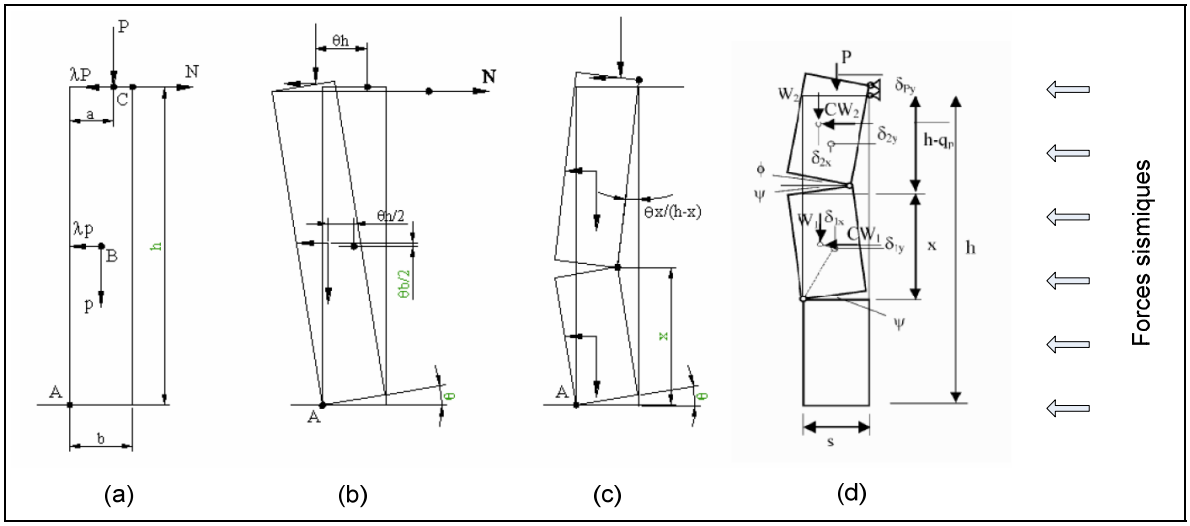


Figure 2.6 Modes de rupture de murs en maçonnerie vue de côté.
Adaptée de Lagomarsino (1998) et Augusti, Ciampoli et Giovenale (2001, p. 261)

Lorsque la force agissant sur le mur atteint une valeur critique, il se produit un voilement de la section caractérisé par l'apparition d'ondulation et de fissures (*Voir* Figure 2.7). C'est le phénomène de flambement des sections à parois minces. Les coefficients α et β sont caractéristiques de l'agencement des parties, des ratios hauteur largeur et aussi du mode de connexion du mur. La norme suisse SIA-266, traitant de la maçonnerie en pierre naturelle, fixe le ratio hauteur/épaisseur maximum à 17 pour une région de sismicité moyenne (Lestuzzi et Badoux, 2008).

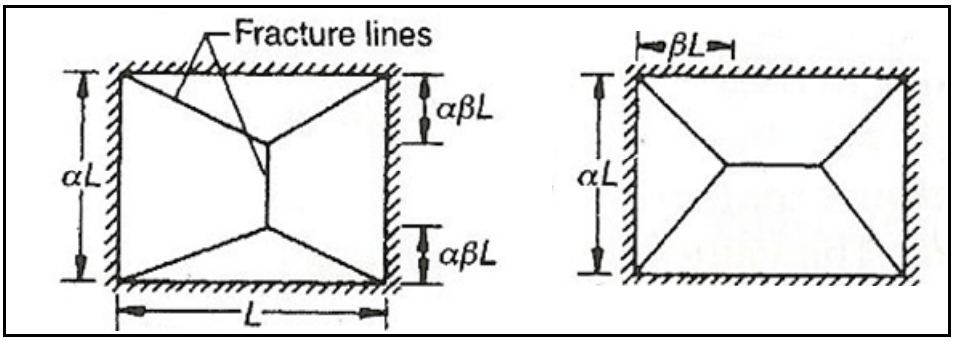


Figure 2.7 Lignes de fracture d'un mur en maçonnerie en façade.
Adaptée de Hendry, Sinha et Davies (1997)

Les formules mathématiques dérivant de ce principe donnent lieu à des solutions simples ou très complexes selon le détail recherché, mais prennent toutes en compte les caractéristiques géométriques des éléments de structure. La position de la fracture peut ainsi être calculée et à celle-ci correspondra une accélération au sol effective ou une capacité équivalente de cisaillement.

Cette rupture est localisée généralement en façade des églises. Avec l'effet des modes vibratoires supérieurs, la rupture hors-plan se manifestera d'abord au haut des structures (*Voir* Tableau VII-B, annexe VII, p. 156). Des modèles construits avec des logiciels d'éléments finis ont permis de confirmer ces différentes approches et de développer des modèles analytiques qui, à défaut de donner une réponse exacte de la structure permettent d'aborder le problème de manière efficace l'analyse et de diminuer sa complexité.

2.3.2 Comportement dans le plan d'un mur en maçonnerie non armée

L'analyse de la réponse dans le plan d'un mur en maçonnerie avec ouvertures nécessite la prise en compte de celle des bouts de murs (1 à 4) comme illustré sur la Figure 2.8.a.

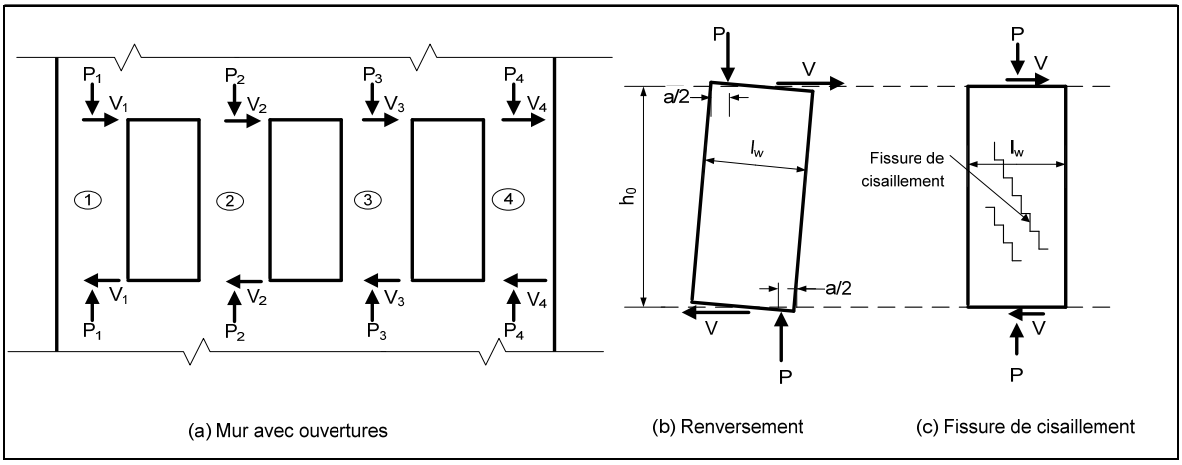


Figure 2.8 Rupture dans le plan de bouts de murs non renforcés.
Adaptée de Paulay et Priestley (1992, p. 637)

Leur réponse sera similaire à celle d'un mur sans ouverture, soit deux modes principaux de rupture le balancement à la base (*Voir* Figure 2.8.b) et la réponse cyclique de la maçonnerie qui se traduit généralement par une fissuration en X (*Voir* Figure 2.8.c); les bouts de murs sont considérés comme encastrés. Ces modes de rupture correspondent respectivement à une rupture de flexion et une rupture de cisaillement.

Le mécanisme prépondérant sera provoqué par la plus petite force de cisaillement, respectivement :

$$Renversement : V_{max} = \frac{P(l_w - a)}{h_0} \tag{2.7}$$

$$Fissure\ de\ cisaillement : V_{max} = \mu P \tag{2.8}$$

Où :

l_w est la largeur du pilier,

h_o, la hauteur du pilier

a, la hauteur de la table de compression calculée aux états limites,
μ, le coefficient de friction de la maçonnerie pris égal à 0,3, comme recommandé par diverses normes, et
P, la charge de gravité agissant sur le pilier.

La combinaison de ces équations permet de déterminer le ratio critique hauteur/largeur de sensibilité à la rupture par cisaillement des bouts de murs donné par la relation : $h_0/l_w \geq 3$.

Un troisième mode de rupture est aussi considéré : le glissement à l'horizontale des joints d'assise, assimilable à une rupture en cisaillement. Dans le cas des églises italiennes inventoriées, ce mécanisme, relevé sur la tour-clocher, est une conséquence de discontinuités dans le plan de pose de la maçonnerie. Sous chargement cyclique, on obtiendra une translation de la partie supérieure de la structure.

2.3.3 Modes de rupture et vulnérabilité des macroéléments

Les mécanismes de rupture tel que relevés sur les macroéléments dans les travaux de Doglioni, Moretti et Petrini (1994) sont présentés en annexe VII, p. 156 (*Voir* Tableaux VII-A à VII-C). Ce relevé des dommages des églises italiennes a été fait suivant trois étapes fondamentales :

- le classement des macroéléments et la définition d'une typologie appropriée en fonction de la géométrie, de la distribution des ouvertures et de la position du macroélément;
- l'identification de la réponse sismique selon un mécanisme de rupture donné;
- la présentation des résultats sous forme de matrice faisant ressortir la correspondance entre la typologie et la fréquence d'occurrence du mécanisme de rupture, en soulignant les corrélations les plus significatives.

Il convient de souligner que malgré l'interaction entre les macroéléments façade (partie centrale) et tour, le dommage spécifique de l'un ou l'autre n'est pas exclus (Doglioni, Moretti

Rapport-Gratuit.com

et Petrini, 1994). Devaux (2008) souligne que la présence de tirants reliant la tour à un macroélément proche, doit mener à la vérification des moments de torsion dans la tour.

1) La façade

En ce qui concerne la façade, les mécanismes étudiés aux sections précédentes se traduisent par une série de modes de rupture dont les plus fréquents ainsi que les paramètres de vulnérabilité relatifs sont présentés au Tableau 2.3. La présence de fissures au niveau du pignon ou à sa base est fréquente. Cette rupture hors-plan est liée en grande partie à l'absence de point d'attache au sommet ou au mouvement de la charpente en bois qui impose une déformation du pignon, ceci « même pour un séisme d'intensité modérée » (Brennet, Peter et Badoux, 2001, p. E.4). Les autres mécanismes prépondérants de rupture de la façade sont pris en compte dans l'approche retenue par D'Ayala présentée au paragraphe 2.3.6.

Tableau 2.3 Mode de rupture en façade et paramètres de vulnérabilité
Adapté de Lagomarsino et Podestà (2004)

Mode de rupture	Dommage	Vulnérabilité
Renversement	Détachement de la façade à proximité des angles ou au niveau des murs latéraux	- Mauvaise connexion des murs - Absence de connexion longitudinale (chaînage, contreforts, tirants)
Renversement du pignon	Fissure au niveau du pignon ou à sa base	- Présence de grandes ouvertures - Absence de connexion avec le toit
Mécanisme de cisaillement	Fissuration verticale, en X (au centre), ou effet d'arche (proche des côtés)	- Présence de nombreuses ouvertures (fenêtres, portes, niches) - Poussée latérale du toit et absence de tirants transversaux

2) La tour

Tout comme la façade, les dommages apparaissent d'abord au haut de la tour. Les mécanismes de rupture découlent de la rotation et de la translation de la partie supérieure avec formation respectivement de rotules ou de fissures de cisaillement. Dans le cas des tours isolées, ces fissures apparaitront à la base de la tour (rupture des bouts de murs). Selon, Devaux (2008), la vulnérabilité est associée à la présence d'ouvertures et à la qualité de la connexion avec la façade.

2.3.4 Principes des méthodes d'évaluation de la résistance des macroéléments

Les conditions de rupture sont généralement calculées en partant des principes de la résistance des matériaux (calculs des moments et des contraintes, etc.) et de l'équilibre dynamique; une valeur d'accélération (a_g) est alors calculée. De nombreuses applications définissent des fonctions de fragilité ou de capacité en fonction du coefficient de charge latérale a_g/g qui correspond au rapport de l'accélération du sol qui provoque la rupture (a_g) sur l'accélération gravitationnelle (g). L'utilisation de la valeur d'accélération maximale au sol à la place du déplacement spectral, offre l'avantage de faciliter la corrélation des données statistiques et ne nécessite pas la prise en compte d'hypothèses reliées au spectre de réponse (Penelis et Kappos, 2003). D'autres définissent, le coefficient de charge, à partir du déplacement spectral S_d.

L'analyse par capacité est souvent utilisée dans les approches analytiques simples. L'attention est alors tournée vers la capacité de la structure plutôt que vers l'estimation des charges qui la sollicitent.

2.3.5 Évaluation de la probabilité des dommages - (Augusti, Ciampoli et Zanobi, 2002)

L'évaluation de la probabilité des dommages est une méthode hybride d'évaluation basée sur la méthode des macroéléments et l'évaluation de la probabilité d'effondrement d'un bâtiment

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

pour une valeur donnée d'intensité de séisme mesurée par la vitesse maximale au sol. La fonction d'endommagement ou courbe de vulnérabilité est tracée à partir des valeurs d'un coefficient sismique d'accélération critique, α_C, obtenu à partir d'analyse aux limites du rapport a_g/g. Cette fonction est représentée sous forme d'un fuseau avec comme bornes la probabilité d'apparition de la première fissure (fonction de valeurs d'accélération α_γ, α_ψ) et celle la ruine de l'édifice correspondant à α_C, (*Voir* Figure 2.9). Cette rupture peut être indépendante et mutuellement exclusive lorsque l'on considère par exemple la prépondérance de la rupture hors-plan comparée à celle dans le plan d'un mur (Augusti, Ciampoli et Giovenale, 2001). D'où la possibilité d'utiliser les relations de probabilités conditionnelles des évènements indépendants.

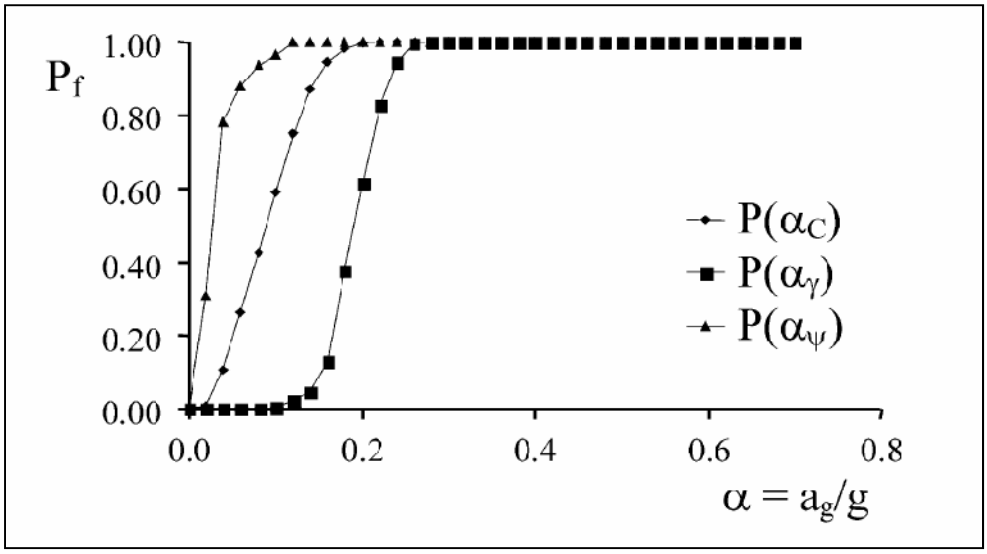


Figure 2.9 Fuseau de probabilité de ruine complète d'une église.
Tirée de Augusti, Ciampoli et Zanobi (2002, p. 104)

Appliquée aux églises en maçonnerie de manière particulière, la probabilité approximative d'effondrement du bâtiment est obtenue par la relation validée d'un système en série pour chacune des intensités de séismes retenus. Cette étape commence par l'identification des macroéléments critiques et non critiques dont l'effondrement entraine respectivement celui de l'édifice en entier ou une rupture localisée. Un diagramme logique d'interaction peut alors être établi en schématisant les éléments critiques en série et les autres en parallèle (*Voir* Figure 2.10).

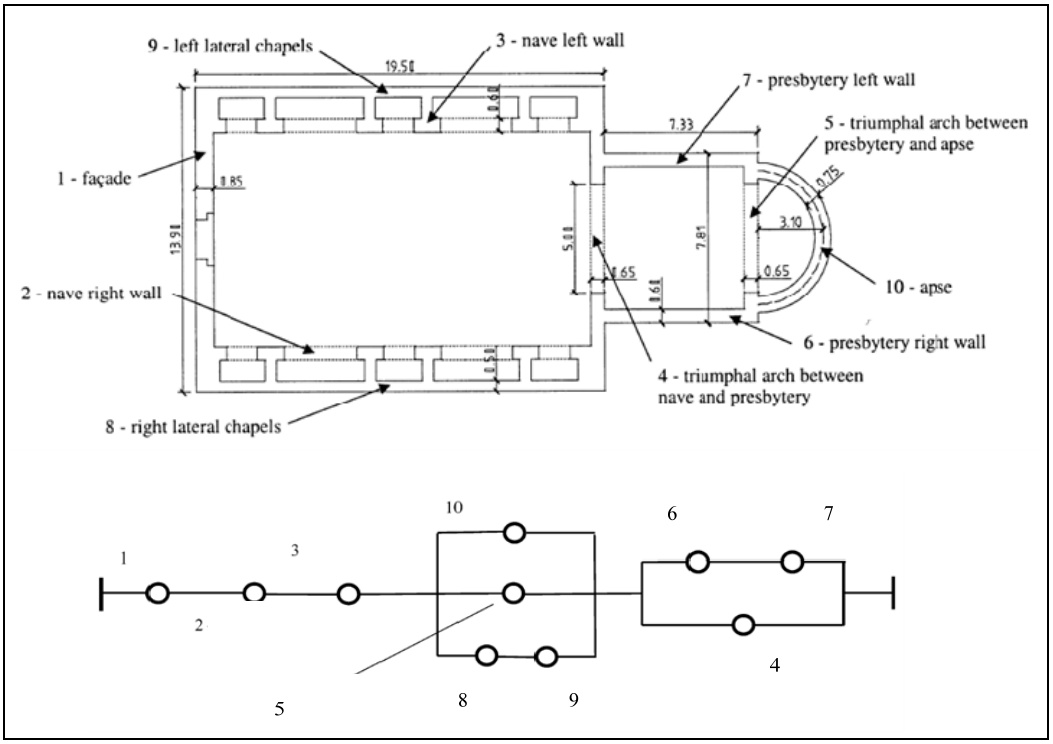


Figure 2.10 Diagramme d'interaction entre les macroéléments.
Adaptée de Augusti, Ciampoli et Giovenale (2001)

La probabilité d'effondrement de chacun des macroéléments est calculée pour trois valeurs de d'accélération au sol (*Voir* Figure 2.11). D'après cette figure, la probabilité de rupture des arches est la plus faible (4 et 5). Il existe, également, une grande variation de cette probabilité en fonction des accélérations considérées, particulièrement pour les façades de transept (9/10). On peut ainsi raisonnablement étudier la capacité des macroéléments critiques identifiés en fonction de critères propres ou à partir de la vulnérabilité observée de la région étudiée.

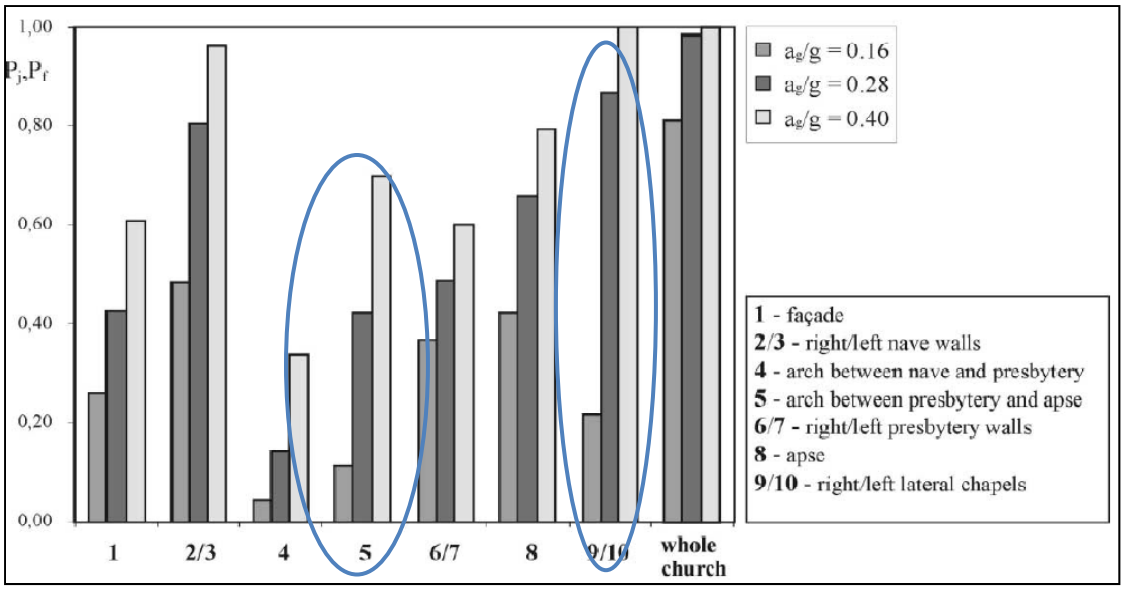


Figure 2.11 Probabilité de rupture des macroéléments et de l'église pour trois valeurs d'accélération.
Tirée de Augusti, Ciampoli et Zanobi (2002, p. 104)

Augusti, Ciampoli et Zanobi (2002) suggèrent l'utilisation de cette méthode pour l'évaluation de la probabilité de distribution des dommages pour des familles de bâtiments. Ils recommandent cependant de développer des calculs détaillés dans le cas d'une restauration ou de la conservation d'une structure spécifique.

2.3.6 Évaluation de la capacité équivalente de cisaillement (Italie) - (D'Ayala, 2000; D'Ayala *et al.*, 1997; D'Ayala et Speranza, 2003)

La méthode proposée par D'Ayala reprend les principes des mécanismes hors-plan et dans le plan présentés aux paragraphes 2.3.1 et 2.3.2. En accord avec les modèles de dommages observés, le moment résistant et l'accélération au sol (demande sismique) sont calculés pour quatre détails de construction : 1) l'encastrement au sol, 2) la présence de tirants au haut de la façade, 3) la présence de connexions latérales et 4) une combinaison des deux derniers. L'accent est mis sur la capacité des murs à résister aux séismes plutôt que sur la recherche des sollicitations, moins connues, auxquelles ils sont soumis.

Les formules élaborées (*Voir* annexe VIII, p. 159) sont relativement simples et prennent en compte uniquement la géométrie de la façade : l'épaisseur (t), la hauteur (h), et la masse agitée (m). Par exemple le moment de renversement global de la façade représente le produit de la force d'inertie (mg) par le déplacement causant l'instabilité ($t/2$), d'où la relation suivante :

$$M = \frac{tmg}{2} \tag{2.9}$$

Pour une position donnée de la ligne de fracture, la valeur de l'accélération au sol augmentera en fonction du renforcement de la liaison de la façade au reste du bâtiment. Les degrés de dommages résultants correspondent à une séquence de rupture, déterminant ainsi une fonction de vulnérabilité dans le domaine élasto-plastique. L'élément ne doit pas être considéré comme un système à un degré de liberté (1 DDL) comme c'est généralement admis en calcul dynamique.

Des formules mathématiques plus complexes ont par la suite été développées avec l'inventaire des dommages enregistrés pour 360 églises, suite au tremblement de terre de Serravalle di Chienti (Région de Marche, Italie) et des répliques de septembre-octobre 1997. De l'analyse statistique de ces données, reliant les modes de rupture de la façade aux charges d'effondrement, aux typologies et à la présence de dispositifs de renforcement, découle une corrélation entre 1) la vulnérabilité et les dommages et 2) la vulnérabilité des églises et l'intensité macrosismique des événements sismiques.

La Figure 2.12 montre la matrice de valeurs probables donnant en pourcentage la répartition du dommage pour différentes intensités macrosismiques associées au mode de rupture.

Mécanismes	Renversement global			Renversement haut façade			Effets d'arche			Rupture de flexion			Rupture par cisaillement		
Niveau d'intensité	VI	VII	VIII	VI	VII	VIII	VI	VII	VIII	VI	VII	VIII	VI	VII	VIII
Niveau de dommages															
D0-D1	0,56	0,35	0,31	0,65	0,37	0,31	0,52	0,48	0,34	0,6	0,58	0,63	0,57	0,3	0,07
D2	0,2	0,22	0,12	0,16	0,24	0,15	0,24	0,18	0,15	0,22	0,15	0,15	0,24	0,26	0,15
D3	0,18	0,28	0,24	0,16	0,26	0,22	0,19	0,18	0,24	0,16	0,18	0,12	0,17	0,24	0,46
D4-D5	0,05	0,14	0,27	0,02	0,31	0,31	0,05	0,16	0,27	0,01	0,08	0,1	0,1	0,19	0,31

Figure 2.12 Distribution du dommage en fonction des mécanismes de rupture et des intensités macrosismiques.
Tirée de D'Ayala (2000, p. 31)

L'analyse a été limitée aux églises dont la typologie comprend : une nef simple, avec ou sans transept et aspe, avec ou sans chapelles latérales. Les différences au niveau de l'échantillon sont non seulement dans l'échelle (dimension) mais aussi d'une manière plus importante dans l'arrangement des éléments structuraux, la qualité de la maçonnerie et le niveau de conservation.

2.3.7 Vulnérabilité de la cathédrale de Sion (Suisse) - (Devaux et Lestuzzi, 2005)

La vulnérabilité des macroéléments tour et façade du transept de la cathédrale de Sion en Suisse a été analysée selon des modèles mathématiques simples, ces macroéléments s'étant révélés les plus à risque lors de trois séismes majeurs de la région de Valais (Suisse). Dans le cas de la tour, certaines hypothèses ont été émises sur les matériaux (pierre à chaux) et le comportement structural (base rigide, liberté par rapport au reste du bâtiment, distribution de la rigidité et de la masse). La période de l'élément a été calculée et montre sa vulnérabilité en tenant compte des prescrits du code suisse pour la région.

L'analyse de la vulnérabilité de la façade du transept est basée sur le calcul de l'accélération spectrale avec et sans prise en compte de la présence de tirants, en fonction de la géométrie du macroélément. Là encore certaines hypothèses sont émises : les fenêtres n'ont aucun effet sur le comportement hors-plan et sont considérées comme une perte de matériaux, les tirants sont bien enfoncés dans le mur.

Les résultats prouvent qu'avec la présence de tirants (tenant compte des hypothèses), les murs du transept résisteront au séisme de conception du code suisse. Par ailleurs, le mécanisme de dommages du mur sans tirant est conforme aux prévisions du code. Cette méthode une fois approfondie constituera la base pour le développement d'une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'autres édifices en Suisse. Cette analyse s'inscrit dans le cadre de la recherche plus globale visant le développement d'une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité d'édifices sacrés de la Suisse (Devaux, 2008).

2.3.8 Vulnérabilité des bâtiments de la ville de Bâle (Suisse) - (Lang, 2002)

Cette méthode a été développée pour évaluer la vulnérabilité des maisons en béton armé et en maçonnerie de la ville de Bâle. Son intérêt, dans le contexte de ce mémoire, est la proposition faite pour l'étude des mécanismes de rupture hors-plan et dans le plan des structures en maçonnerie non armée. La procédure, basée sur le calcul de la force de cisaillement et du déplacement spectral associé des murs structuraux, amène à la dérivation d'une fonction de vulnérabilité du bâtiment avec l'identification de cinq degrés de dommages. La démarche est faite d'abord pour la rupture dans le plan puis, la fonction sera corrigée avec les valeurs de déplacement obtenues pour le deuxième mécanisme. Lang (2002) précise que les valeurs trouvées sont conservatrices puisque le comportement non linéaire du mur a été négligé.

2.3.9 Étude d'un mur en maçonnerie non armée - (Paulay et Priestley, 1992)

Paulay et Priestley (1992) proposent une approche complémentaire qui tient compte du comportement inélastique d'un mur en MNA. La réponse hors-plan est représentée par la courbe de la Figure 2.13. Cette courbe est élastique non linéaire. Le déplacement critique Δ_{cr} correspond à la limite élastique du mur. Le comportement linéaire équivalent peut alors être trouvé selon l'approche d'énergie équivalente à partir de la droite dont la pente représente le coefficient de rigidité du mur.

L'intérêt de cette courbe est la connaissance du comportement post élastique d'une structure ou d'un élément comme dans le cas de cette recherche. C'est un modèle réaliste du comportement post élastique.

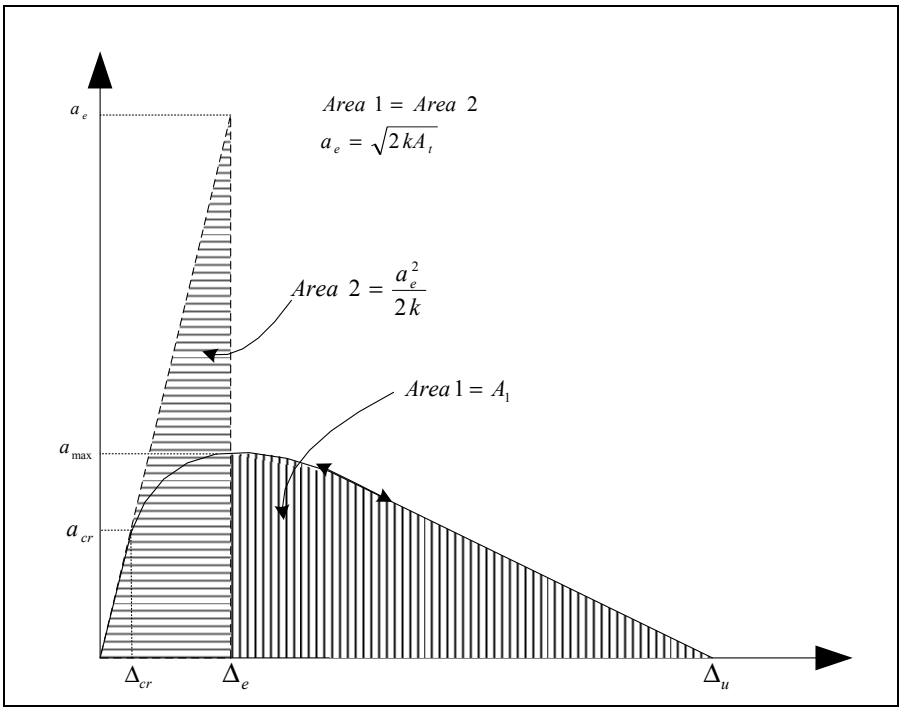


Figure 2.13 Courbes déplacement-accélération selon le principe d'énergie équivalente.
Adaptée de Paulay et Priestley (1992, p. 630)

2.4 Prise en compte de la spécificité canadienne

Depuis 1960, les règles parasismiques canadiennes sont rendues obligatoires pour toutes les nouvelles constructions et toute rénovation importante entreprise sur un bâtiment existant. Cependant, nous disposons de peu d'outils de référence canadiens pour une évaluation rapide de la vulnérabilité sismique des églises.

2.4.1 Recommandations du Code national du bâtiment du Canada 2005

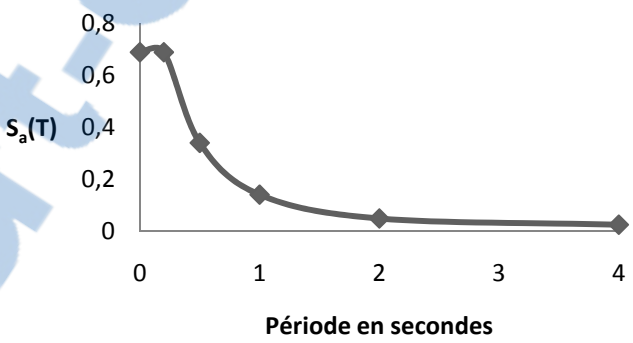
Le CNBC 2005 prévoit deux méthodes d'analyse de la transmission des efforts sismiques sur une structure : la méthode statique équivalente (clause 4.1.8.11) et l'analyse dynamique

(clause 4.1.8.12). Les églises étant des bâtiments de grande envergure, sensibles à la torsion et présentant des irrégularités, la procédure statique ne s'applique pas et une analyse dynamique est requise.

Cette norme définit, également, les caractéristiques de l'emplacement du bâtiment selon les catégories d'emplacement et la réponse spectrale.

1) La réponse spectrale

Le spectre de calcul du CNBC 2005 est donné pour les différentes villes canadiennes pour une période de récurrence de 2500 ans ou une probabilité de dépassement de 2% sur 50 ans. La Figure 2.14 représente le spectre d'accélération au site pour la ville de Montréal (ville de Verdun) et pour un site de classe C (sol de référence du CNBC 2005).



$S_a(0,2)$	$S_a(0,5)$	$S_a(1,0)$	$S_a(2,0)$	PGA
0,69	0,34	0,14	0,048	0,43

Figure 2.14 Spectre de la ville de Montréal selon le CNBC 2005.

Le niveau d'accélération d'une ville est bien représenté par les valeurs d'accélération spectrale à 0,2 s et on utilise le rapport des accélérations spectrales à $S_a(0,2\ s)$ / $S_a(1,0\ s)$ pour comparer la forme des spectres des différentes villes (Adams et Atkinson, 2003). Dans le contexte de l'évaluation sommaire de la vulnérabilité sismique d'un ensemble de bâtiments, Karbassi et Nollet (2008) proposent de considérer trois niveaux de sismicité : faible, moyen

Rapport-Gratuit.com

ou élevé. La définition de ces niveaux est basée sur les critères proposés au FEMA 310 et les valeurs d'accélération spectrale du CNBC 2005 pour des périodes de 0,2 s et 1,0 s. L'attribution du niveau de sismicité est alors fonction de deux conditions limites qui doivent être remplies simultanément. Il convient de noter que selon ce classement, la majorité des 119 municipalités listées au CNB du Québec se retrouvent comme prévu dans la classe de moyenne sismicité.

2) Les catégories d'emplacement

Les six classes de sol de A à F représentant la roche dure (A) au site de classe (F) de faible portance ou très sensible pour lequel une évaluation géotechnique déterminera le type. À ces paramètres correspondent les coefficients d'accélération F_a ou de vitesse F_v dont les valeurs sont fonction de la période propre du bâtiment analysé.

Dans le contexte de l'évaluation de la vulnérabilité d'un ensemble de bâtiment, la catégorie d'emplacement est généralement prise en compte par le biais d'un facteur de modification. Par exemple dans le cas de la ville de Québec cité plus haut, un indice de vulnérabilité est calculé pour une catégorie d'emplacement de référence C. Cet indice est ensuite modifié pour les sites de catégories D et E. C'est un choix qui a été fait, la modification aurait pu être appliquée aux sites A et B. Compte tenu des valeurs établies, l'attribution d'une cote en fonction du type de sol peut être faite de manière rationnelle en considérant deux groupes de sites : 1) A, B et C, et 2) D et E.

2.4.2 Recommandations des Travaux publics et services gouvernementaux du Canada - (TPSGC, RPS et Technology, 2000)

Les Travaux publics et services gouvernementaux du Canada (TPSGC) ont élaboré des lignes directrices pour l'évaluation sismique des structures en maçonnerie non armée, incluant celle de bâtiments historiques. Il fournit les caractéristiques générales de la maçonnerie et les formules de calculs des paramètres comme la période naturelle ou le coefficient de rigidité de structures ou d'éléments de structures. La procédure recommandée concerne la vérification

de la performance de la structure comme présentée dans le diagramme suivant (*Voir* Figure 2.15).

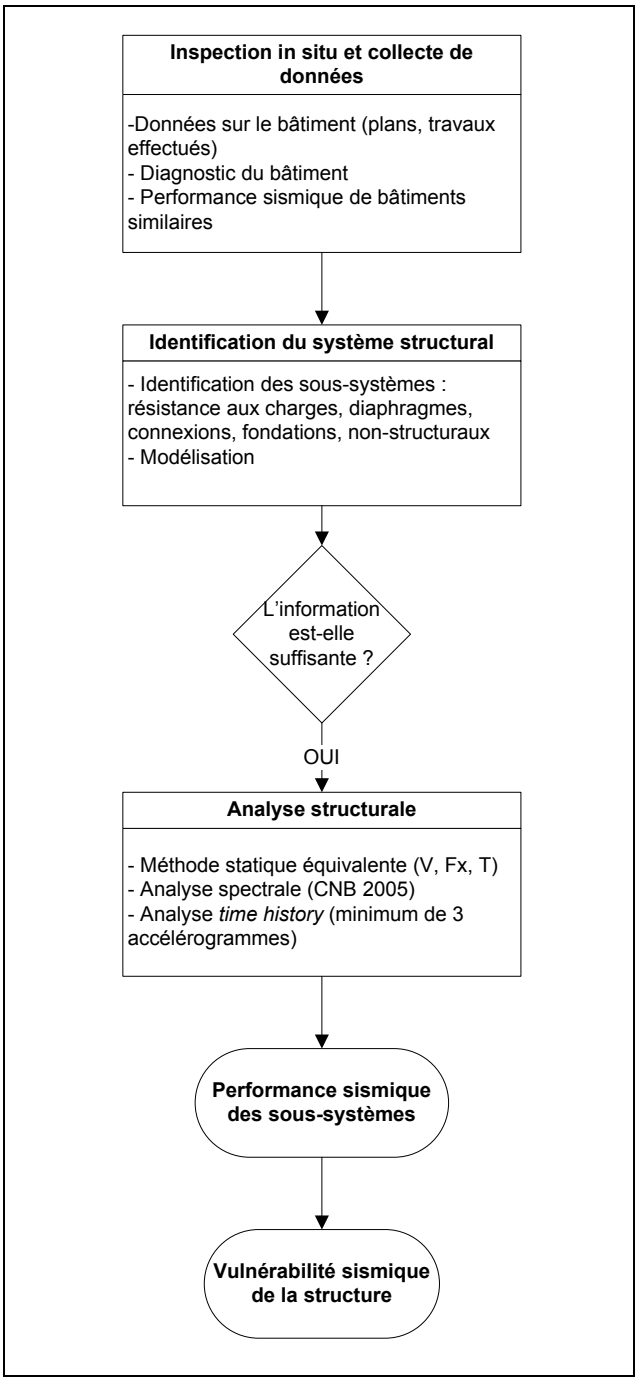


Figure 2.15 Procédure de vérification de la performance d'une structure en MNA.
Adapté de TPSGC, RPS et Technology (2000)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Élaboré dans un contexte canadien, ce document prend aussi en compte les recommandations émises par le Conseil international des monuments et des sites (ICOMOS) ainsi que l'expérience internationale et présente une approche exhaustive de la situation. Les auteurs recommandent de suivre les prescrits du Code national de bâtiment (1995 dans ce cas) pour la vérification des éléments non structuraux comme les cheminées et autres éléments disposés sur le toit.

2.5 Synthèse de la revue de littérature et approches retenues

De nombreux points communs apparaissent entre les méthodes :

- les méthodes analytiques sont basées essentiellement sur l'approche par macroélément; la corrélation entre les dommages et la typologie ayant été établie;
- l'analyse est menée sur la base d'une échelle de dommage connue et une typologie prédéfinie : GNDT, EMS-98, pour la plupart;
- les indices de vulnérabilité obtenus pour les édifices ou les formules de base développées dans des contextes spécifiques peuvent être modulés par des indicateurs qualitatifs propres au bâti analysé;
- la vérification de la performance d'une structure par les méthodes de pointage permet de donner une estimation fiable de leur vulnérabilité;
- en ce qui concerne les évaluations de famille de structures, l'importance est mise davantage sur les aspects qualitatifs que quantitatifs.

Par ailleurs, de cette revue de littérature, il ressort que :

- le principe de récurrence du comportement de la maçonnerie est confirmé. Les modes de rupture hors-plan et dans le plan des macroéléments sont caractéristiques de la réponse des églises aux séismes et de nombreuses études relient ce comportement à la vulnérabilité des murs extérieurs de la structure. On ne considère le mécanisme

d'effondrement que dans le cas de calculs approximatifs de probabilité et de l'application du principe d'énergie équivalente;

- le choix des macroéléments critiques se fait en fonction de la vulnérabilité observée.

Sur la base de cette revue de littérature et dans le contexte de recherche, l'approche à considérer pour l'analyse de la vulnérabilité se ferait selon trois étapes :

1) La réalisation d'un inventaire

Le maximum d'information sur les caractéristiques structurales des églises de l'inventaire sera recherché puisque les méthodologies traitent les informations par bâtiment, rendant l'élaboration d'un formulaire d'évaluation rapide incontournable. Celui-ci pourra être complété de manière optimale par les gestionnaires d'églises.

2) L'analyse de la capacité des macroéléments critiques

L'utilisation de modèles analytiques utilisant les méthodes mécaniques permet de développer des courbes de capacité des macroéléments. En absence d'une base de données statistiques, l'utilisation de ce type d'analyse fournira une estimation fiable et adéquate compte tenu des objectifs visés par l'étude.

3) L'analyse de la vulnérabilité sismique de l'ensemble du bâtiment

Cette analyse, basée en partie sur une typologie permettant d'établir la vulnérabilité sismique de l'ensemble des églises de la province, est possible selon la typologie EMS-98 caractérisée par un indice de vulnérabilité de base pour les églises (Giovinazzi, 2005). Pour les fins d'adaptation au contexte de la province, l'indice sera ajusté en fonction de critères spécifiques (structuraux et non structuraux) afin de garder la cohérence dans l'interprétation des résultats.

CHAPITRE 3

INVENTAIRE TYPOLOGIQUE DES ÉGLISES DE L'ÎLE DE MONTRÉAL

L'inventaire typologique est l'étape fondamentale dans le processus d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble bâti. Dans le cadre de cette étude, l'inventaire est établi selon une approche globale afin de capter les caractéristiques principales et similaires des bâtiments qui influencent leur performance sismique (*Voir* annexe IX, p. 160).

Ce chapitre présente l'évolution de l'architecture religieuse du Québec, une proposition de classement typologique illustré d'exemples représentatifs et une caractérisation globale des structures. On part du principe que les églises possèdent des caractéristiques très proches compte tenu de la lente évolution des techniques de construction qui s'est faite sur trois tranches d'histoire d'environ un siècle chacune. De ce point de vue, ces édifices forment un groupe homogène tant au niveau de leur affectation[3] que de leur catégorie sismique selon des critères globaux comme ceux de la nomenclature EMS-98.

Compte tenu de l'objectif de l'étude, l'information recueillie permettra d'exclure des bâtiments qui se distinguent par leur unicité structurale d'origine ou obtenue suite à de nombreuses transformations. Lorsque l'information est disponible, la présence d'éléments structuraux particuliers relevés sur des structures est notée. Ils pourraient être pris en compte dans le cadre d'une analyse sismique plus poussée.

3.1 Définition du territoire de l'étude

Selon l'inventaire des 2750 églises de la province réalisé par la Fondation du patrimoine religieux du Québec (FPRQ)[4], la province comptait, en 2004, 714 églises correspondant aux critères de la présente étude (FPRQ, 2004). De ce nombre, on retrouve à Montréal, des

[3] Nous noterons toutefois que certaines églises de l'inventaire ont changé de vocation depuis cet inventaire.

[4] La FPRQ est une organisation sans but lucratif qui œuvre à l'échelle de la province. Elle a pour mission de soutenir et de promouvoir la conservation et la mise en valeur du patrimoine religieux québécois. Elle prend le nom de Conseil du patrimoine religieux du Québec en 2008 (CPRQ).

témoins des trois périodes historiques de 1671 à 1760, de 1760 à 1850 et de 1850 à 1945. Montréal était appelé la ville aux cent clochers. Le Tableau 3.1 présente les quatre régions du Québec qui regroupent le plus grand nombre d'églises et leur répartition selon ces grandes périodes.

Tableau 3.1 Répartition des églises selon les grandes périodes de l'histoire de l'architecture
Adapté de FPRQ (2004)

Région	**1671-1760**	**1760-1850**	**1850-1945**	**Total**
Montérégie	0	32	100	132
Montréal	2	8	99	109[5]
Québec	3	9	55	67
Mauricie/Bois-Francs	2	2	35	39
Autres	3	33	331	367
Total	10	84	620	714

Toutefois, les changements urbains opérés au cours des années 60 à nos jours ont amené la démolition et/ou la transformation d'une quarantaine églises. Montréal a donc conservé très peu d'exemple de la petite église de la première période ou de tradition québécoise (Marsan et Dunuc, 1997), exception faite de l'église Notre-Dame-de-Bon-Secours [26][6] qui a été considérablement transformée au fil des ans. On retrouve à Montréal, néanmoins, une reproduction plus tardive du plan Conesfroy comme l'église Saint-Raphaël-Archange [83].

La proximité de Montréal, la disponibilité d'informations sur son architecture et la représentativité de son parc immobilier sont autant de raisons qui soutiennent le choix de cette ville comme territoire d'étude. La Figure 3.1 montre la répartition des 108 structures à l'étude.

[5] Une de ces églises a été démolie depuis, l'inventaire comptera 108 structures.
[6] Les chiffres entre crochets [26] correspondent au numéro d'inventaire (Voir annexe IX, p. 158).

Figure 3.1 Distribution des 108 édifices religieux de l'inventaire.

3.2 Sources d'information de l'inventaire

Sur la base de l'inventaire du Conseil du patrimoine religieux du Québec, une visite systématique des bâtiments a été effectuée afin : 1) de confirmer l'architecture commune des différents édifices, 2) d'évaluer rapidement l'état de la structure, 3) de collecter l'information sur des évidences de détérioration physique et 4) de collecter l'information orale des responsables de sites. Ces informations sont complétées par l'historique retrouvé dans de nombreuses études architecturales et patrimoniales des structures construites avant 1945. Cette disponibilité d'informations est révélatrice de l'importance de cette tranche de bâtiments dans le patrimoine de la province. Les principales sources consultées sont les suivantes :

- l'inventaire de la FPRQ disponible sous forme de fiches préliminaires (données de base) et d'autres plus complètes d'analyse architecturale des bâtiments et d'une base de données photographiques (FPRQ, 2003);
- le fonds d'archives du Ministère de la culture comptant les devis estimatifs et cahiers de prescription techniques de chantiers, des plans originaux ou reproduits, des cahiers de délibération de paroisse relatant les différentes décisions prises au cours des années;
- la base de données de la Chaire de recherche du Canada en patrimoine urbain (CRCPU) de l'Université du Québec à Montréal (UQÀM) qui rassemble une vaste documentation sur l'histoire de l'architecture religieuse, les recherches sur le principe de conservation-conversion des bâtisses avec des relevés récents de bâtiments;
- des ouvrages couvrant la classification historique des bâtiments, les séquences histoire-méthodes de construction comme le recueil de Gowans (1955) dont proviennent les statistiques couvrant la période allant de 1615 à 1700, la collection Pinard (1987), le répertoire d'architecture traditionnelle sur le territoire de la communauté urbaine de Montréal (CUM et SPT, 1981), le mémoire d'Auger (1998), la bibliographie importante éditée par la Chaire de recherche de l'UQÀM et l'inventaire des églises disparues (Voyer, 1981);

- des personnes-ressources, architectes ou historiens de l'architecture travaillant dans la conservation/restauration des églises.

3.3 Historique de la construction des églises au Québec

Il s'est développé au Québec, une architecture fonctionnelle, d'inspiration française, scrupuleusement adaptée aux conditions locales restrictives sur les plans de l'économie, du climat, des matériaux et de la disponibilité de la main-d'œuvre. Cet historique est effectué afin de mettre en évidence la présence (ou l'absence) de caractéristiques spécifiques de construction, la manière dont le bâti a évolué, a été endommagé et réparé, tout au long des trois grandes périodes retenues par les historiens de l'art.

3.3.1 Architecture religieuse sous le Régime français (1600-1760)

Avec la fondation de la ville de Québec par Champlain en 1608, débute, ce qu'on nomme les temps héroïques de la Nouvelle France (Gowans, 1955). Cette période est marquée par une architecture rudimentaire faite de chapelles de missionnaires de cabanes d'écorce (*Voir* Figure 3.2.a) et des églises des communautés françaises qui s'agrandiront et seront remplacées par des structures en colombage (*Voir* Figure 3.2.b) puis par des constructions plus solides en pierres (environ 20 % des structures) au fur et à mesure de la permanence de l'établissement des missionnaires.

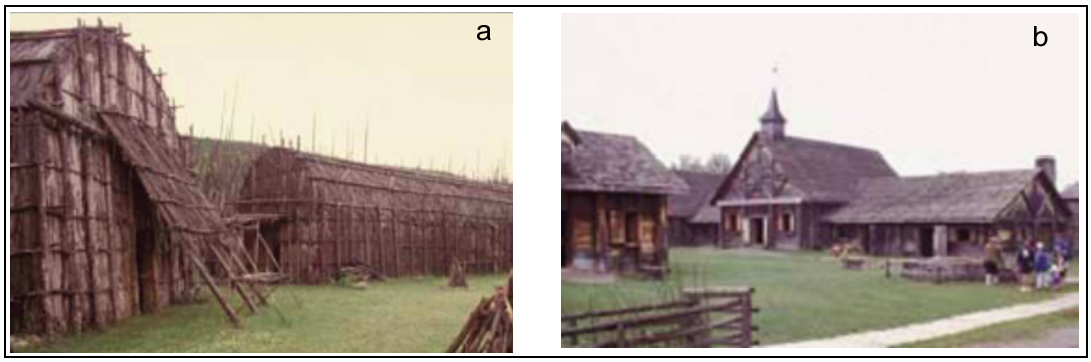


Figure 3.2 a) Exemple d'une cabane d'écorce, b) Structure en colombage.
Tirée de Noppen (2008)

C'est toutefois une colonie pauvre, de moins de 2500 âmes, qui ne peut conserver adéquatement des établissements religieux. La durée moyenne de vie d'une structure est de 15 ans et moins de la moitié des structures déficientes a pu être reconstruite ou agrandie pendant cette période.

L'an 1665 marque un tournant important dans la place de l'église catholique au Québec avec l'arrivée du premier Evêque de la colonie Mgr François de Laval-Montmorency. Son influence se fera sentir bien après cette période avec les traditions d'architecture religieuse qu'il initiera. Un effort particulier est mis sur la consolidation des structures (62 % des structures construites). Un plus faible taux d'abandon (5 %, contre 24 % de la période précédente) tout comme la durée de vie (40 à 50 ans) montre un gain de durabilité comparée à la période précédente. Cette évolution a été grandement rendue possible par l'apport de fonds externes mais aussi par la concentration des paroisses autour des centres urbains et des places fortifiées où la main-d'œuvre et des intrants adéquats étaient disponibles. Cette sécurité entrainera l'établissement de nouvelles chapelles sur l'île de Montréal construites par les Franciscains (Récollets) et les Sulpiciens.

À la fin du 18e, on retrouve dans ces églises d'importantes similarités comme la proportion de la longueur et de la largeur (2-1) particulièrement autour de la ville de Québec alors que le reste de la colonie sera constitué des diverses catégories d'églises. Comme autres détails de construction, on constatera au tournant de ce siècle :

- la proéminence de clochers en bois qui sont des unités construites séparément des façades en pierre de manière à être assemblées ou détruites sans affaiblir ou entrainer l'effondrement de la structure (Voyer, 1981);
- la présence de charpente de toit composée de fermes et de chevrons volants (Auger, 1998);
- la présence d'ancrages en fer forgé et de boutisses reliant respectivement les poutres à la maçonnerie et les parois interne et externe des murs porteurs à double paroi.

Rapport-Gratuit.com

Selon plusieurs auteurs, la période allant de 1700 à 1760, marque un second tournant de la Nouvelle-France avec le mouvement de « canadianisation » de la colonie (Noppen et Murphy, 1977). Elle s'achèvera avec l'invasion des Britanniques en 1760 et la cession officielle de la colonie à la Grande Bretagne en 1763.

On y verra une expansion importante avec la construction de 82 nouvelles paroisses. Ces bâtiments sont construits selon les normes en vigueur en France, mais grandement améliorés et adaptés aux exigences climatiques particulières, aux conditions socioéconomiques comme la disponibilité et la qualité des matériaux locaux. Voyer et Auger parlent de la naturalisation en Nouvelle-France de constructions européennes qui remontent au Moyen-âge (Auger, 1998; Voyer, 1981). L'expérience acquise sera considérable et d'un apport important dans le développement de techniques indigènes qui constituent la base de la tradition québécoise de l'architecture religieuse qui se perpétuera grâce à l'apport de l'architecte Maillou et des congrégations religieuses, notamment dans l'adaptation des plans des églises. On y retrouve les plans suivants :

1) Le plan jésuite ou croix latine (*Voir* Figure 3.3.a)

Le plan en croix latine est la forme la plus représentative des églises catholiques, avec des variantes au niveau de la forme du chevet (plat ou à pans coupés) et la position des tours en façade. Conscients de la précarité des églises construites sous le régime français, les responsables favoriseront ce plan assurant une plus grande solidité et commodité à l'exercice du culte catholique (Voyer, 1981).

2) Le plan récollet (*Voir* Figure 3.3.b)

Ce plan possède une large nef fermée par un chœur plus étroit sans transept. Certaines modifications y ont été apportées au fil des ans, comme l'ajout de minuscules chapelles. Cette architecture tendra à disparaitre après la Conquête, car moins appréciée des évêques que le plan précédent. Le chevet plat sera le plus utilisé.

3) Le plan Maillou (*Voir* Figure 3.3.c)

Dérivé du modèle de la chapelle du palais épiscopal, le plan Maillou (du nom de l'architecte) est composé d'une nef terminée par un chœur en hémicycle de même largeur et sans chapelle. Les églises en croix latine avec les bas-côtés de faible largeur sont, selon les architectes, classés dans cette catégorie.

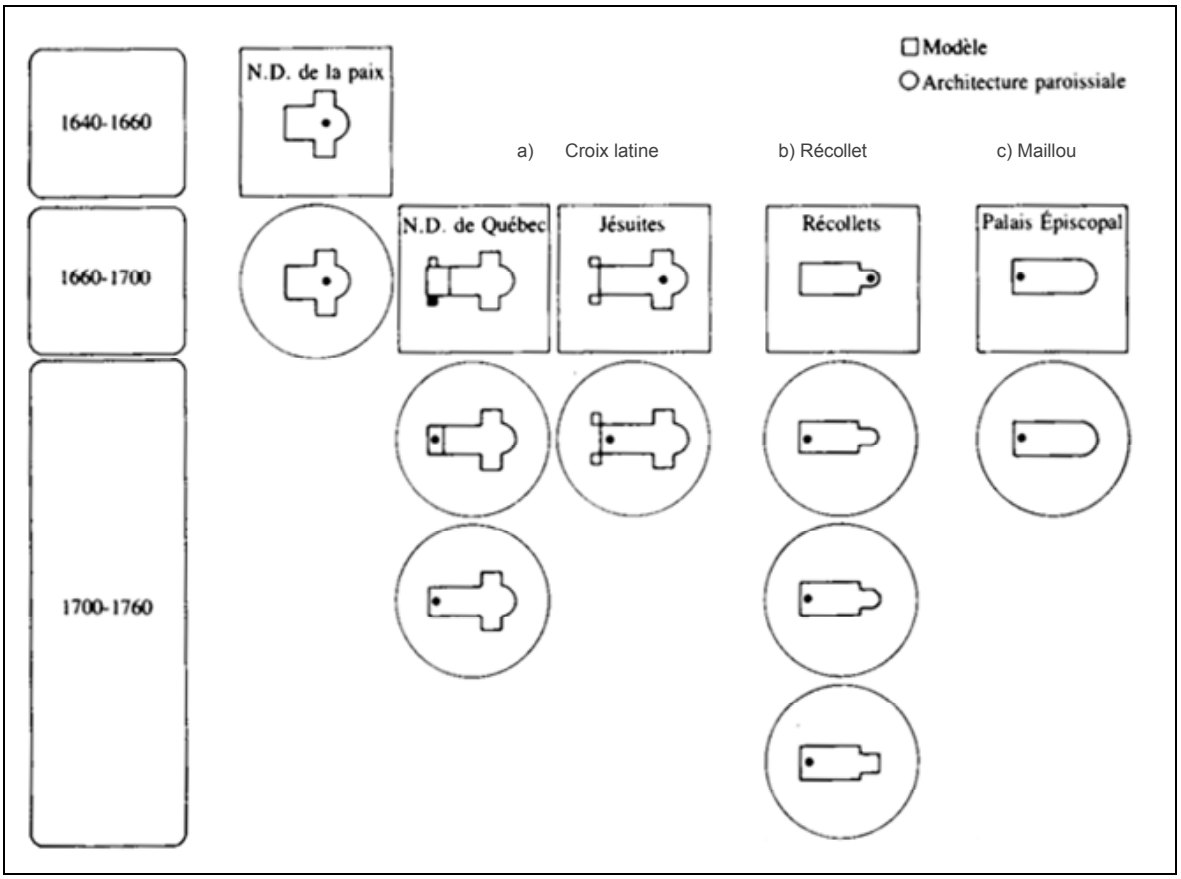


Figure 3.3 a) le plan jésuite, b) le plan récollet, c) le plan Maillou.
Adaptée de Noppen et Murphy (1977)

Les nombreux changements opérés sur les bâtiments au siècle suivant transformeront ces formes de base. On compte actuellement au moins trois plans supplémentaires : le plan rectangulaire dérivé du plan récollet, la croix grecque caractérisée par la symétrie des quatre branches et le plan en L comme montré à la Figure 3.4.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

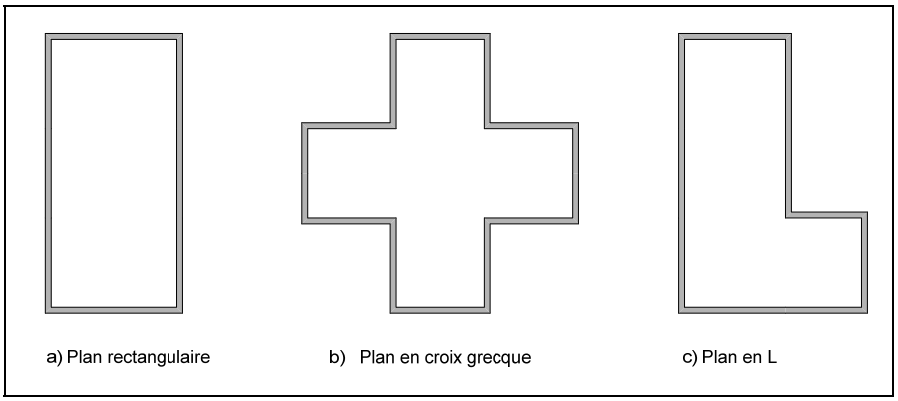


Figure 3.4 Variations des plans au sol.

3.3.2 Architecture religieuse après la Conquête (1760-1850)

Les trente premières années de cette période (1760-1790) sont marquées par des bouleversements politiques qui vont amener le Québec à un repli sur lui-même. De plus, avec le départ ou la mort des architectes de la période passée, on assistera à l'éclosion d'une architecture traditionnelle transmise par des artisans ayant appris sur le tas. « La reproduction des formes devient la règle… » (Noppen et Murphy, 1977), notamment, le plan en croix latine (plan jésuite) jugé plus solide et plus fonctionnel (Voyer, 1981).

De 1791 à 1820, sous l'impulsion de nouveaux architectes comme Baillargé, et des modèles classiques anglais, l'architecture religieuse connaît un essor prodigieux avec les innovations amenées entre autres par le Palladianisme[7]. Ce nouveau style architectural n'arrivera pas toutefois à détrôner ou modifier l'architecture traditionnelle fortement ancrée dans les habitudes mais marquera l'ornementation des façades et un grand nombre d'églises seront remises au goût du jour. Dans certains cas, des façades monumentales sont construites devant de modestes églises. Ce courant influencera également la décoration intérieure des édifices.

À partir de 1800, le curé de Boucherville, l'abbé Conesfroy en codifiant un grand nombre de données relatives à la construction des églises (plan-devis Conesfroy) uniformisera

[7] De l'architecte italien Andrea Palladio, ce style architectural s'inspire de l'Antiquité en privilégiant des formes géométriques dans la création des volumes. Il reprend également des éléments de l'architecture romaine comme les dômes et les portiques. Il connaît un essor particulier vers 1750 en Angleterre.

l'architecture des églises paroissiales en précisant les données techniques, financières et contractuelles. C'est un devis exhaustif qui facilite les différentes phases du projet en précisant, par exemple, l'apport des paroissiens en terme monétaire et de temps de travail. La majorité des églises de la Montérégie suivront ce modèle relativement uniforme (Noppen et Morisset, 2005) : un plan en croix latine, terminé par une abside en hémicycle et une façade simple. La Figure 3.5 montre l'église Sainte-Famille de Boucherville telle que reconstruite en 1843 sur le modèle initial de son curé en 1801.

Figure 3.5 Église Sainte-Famille de Boucherville.
Tirée de FPRQ (2003)

Si l'aspect artisanal disparaît de la construction des églises avec la spécialisation des corps de métiers de la construction, des innovations inadéquates (plans fantaisistes, utilisation de matériaux inadaptés) introduites par d'autres architectes entrainent une détérioration rapide de nombreuses églises (Voyer, 1981).

Les trente dernières années (1820-1850) sont celles de l'expansion des villes principales du Bas-Canada (Québec et Montréal) avec notamment l'accroissement de la population, de la

propagation de l'idée de Réforme, du développement d'un sens de l'histoire nationale et aussi selon Noppen d'une prise de conscience de la valeur du patrimoine architectural (Noppen et Murphy, 1977). Il se développe alors une architecture néo-classique qui se concrétise dans l'architecture religieuse par des bâtiments comme la basilique Notre-Dame [24] de Montréal. Tout en lançant un renouveau architectural, les bâtisseurs tentent de ressusciter l'art français de l'ancien régime avec le « plan jésuite » et le « plan Récollet » qui avaient pourtant disparus graduellement dès la Conquête jusqu'en 1820.

3.3.3 Architecture religieuse entre 1850 et 1945

Cette période amènera à faire progressivement table rase des acquis après 1945. Elle sera entrecoupée par les deux guerres mondiales durant lesquelles on note une absence de construction. Tout en conservant la tradition locale, d'importants travaux de restauration et d'agrandissement d'églises existantes et la reconstruction de certaines façades seront réalisés. Par exemple, l'église Notre-Dame-de-Bon-Secours de Montréal, reconstruite après un incendie (1755), conserve son caractère traditionnel jusqu'aux modifications de 1885 avec l'apposition d'une nouvelle façade. Seuls les murs latéraux sont d'origine (*Voir* Figure 3.6).

Par ailleurs, de nouveaux matériaux seront introduits dans la construction dès 1880; l'utilisation du béton armé et de l'acier dans les charpentes et les murs latéraux, tout en permettant d'audacieuses architectures, assure une protection importante des églises contre le feu[8]. Certains architectes se feront connaître par l'utilisation d'autres types de matériaux comme la pierre reconstituée ou artificielle (V*oir* paragraphe 3.4.4).

[8] C'est la principale cause de destruction des églises depuis la fondation de la Nouvelle-France à nos jours.

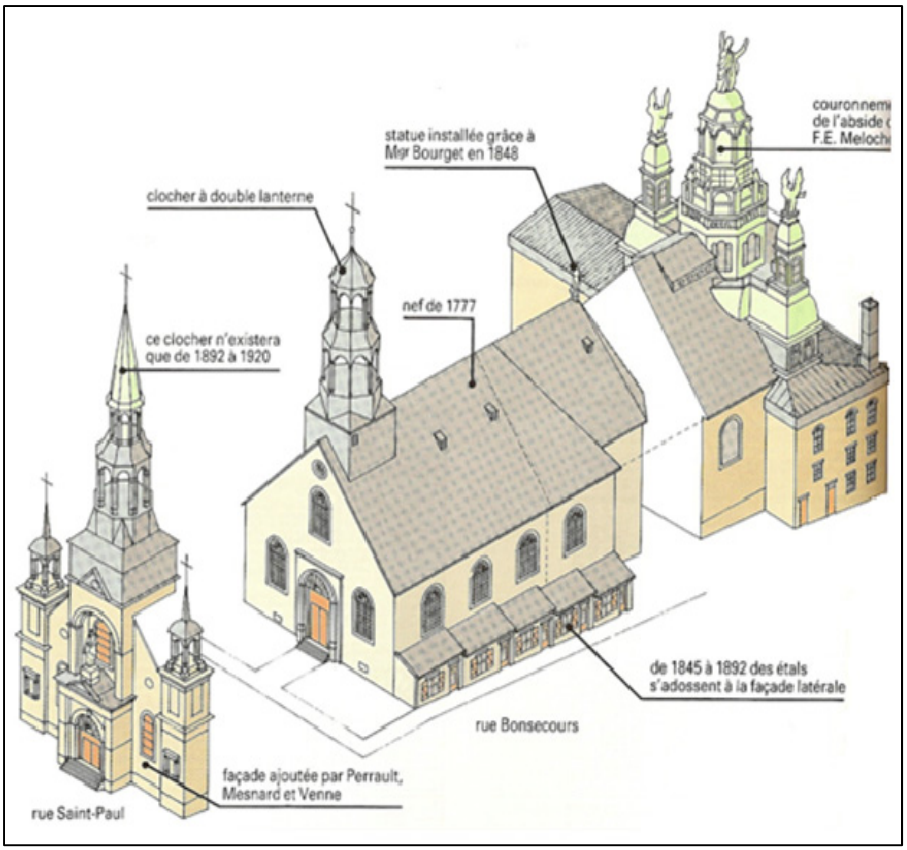


Figure 3.6 Phases successives des travaux de restauration de la chapelle Notre-Dame-de-Bon-Secours [26].
Tirée de Michaud *et al.* (1991, p. 8)

La Figure 3.7 illustre le progrès des techniques avec, notamment, la mise en place d'un système de contreventement diagonal dans les deux directions. Pour respecter la tradition, ces murs seront recouverts de pierre, généralement crampées à l'ouvrage par des attaches en fer galvanisé et des tirants.

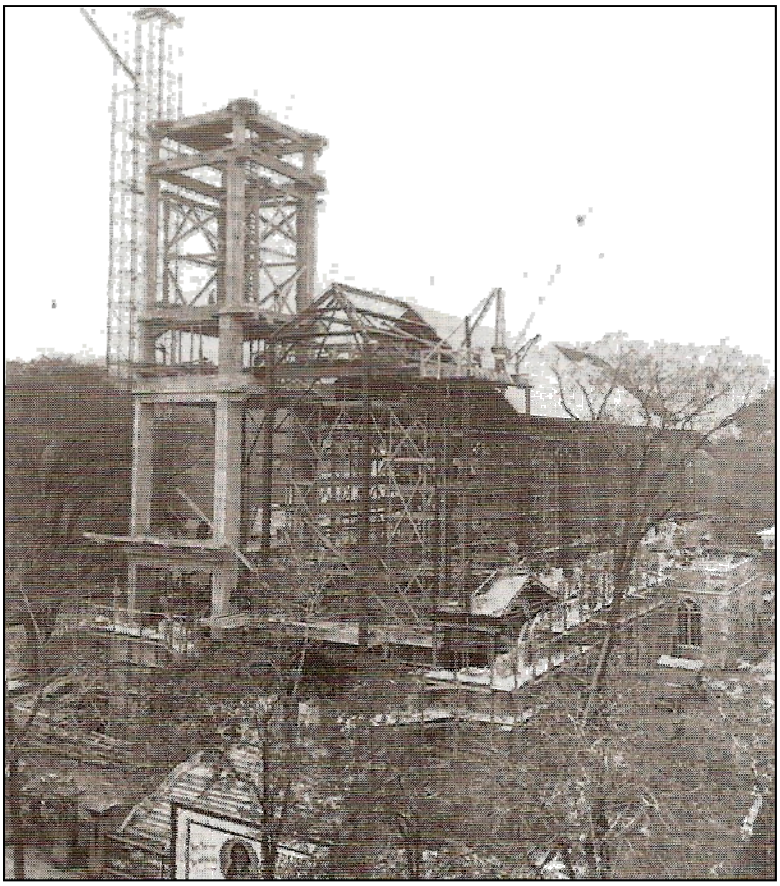


Figure 3.7 Église Saint-Andrew et Saint-Paul [43]
en construction en 1931.
Tirée de Noppen et Morisset (2005, p. 354)

On voit aussi l'adoption dans certains cas de nouvelles pratiques reliées aux constructions industrielles :

> « La charpente du toit constituée de fermes en arceau et de pannes en acier noyées dans des blocs de terre cuite représente un emprunt direct aux méthodes de construction de l'École de Chicago. » (Auger, 1998, p. 76)

Comme autres travaux de rénovation, citons la reprise des soubassements et des planchers, l'agrandissement de la nef ou de la sacristie par l'ajout de nouvelles travées et le renforcement des structures à l'aide de tirants. L'usage de ces nouvelles techniques dès 1920 prendra de plus en plus d'ampleur et sera déterminant dans la construction des églises post 1945 puisqu'il permet, après tout, la modernisation des techniques tout en restant fidèle à la tradition.

3.4 Typologie des églises de l'inventaire

Bien que l'approche par macroélément soit retenue pour notre étude, la définition des typologies de l'ensemble nous permettra, au chapitre 5 de proposer une méthode rapide d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises. Nous retenons quatre paramètres typologiques, présentés sur les diagrammes de la Figure 3.8 et qu'on détaillera dans les sections suivantes : l'année de construction, le classement au patrimoine, le plan au sol et la qualité de la maçonnerie. Neuf bâtiments ont été exclus de cette répartition, ce sont les chapelles qui font partie d'ensembles conventuels pour lesquels il existe peu d'information.

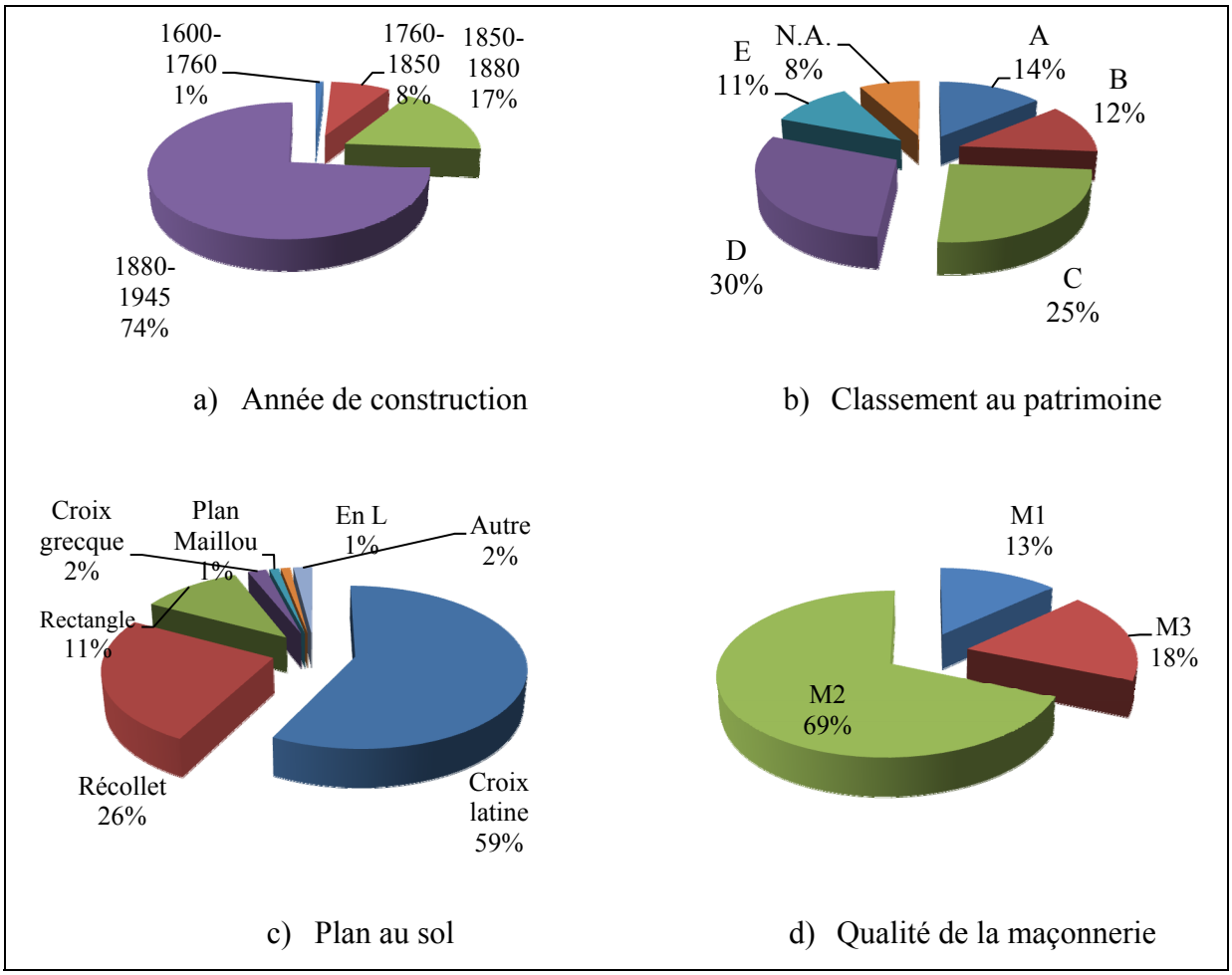


Figure 3.8 Répartition des églises de l'inventaire selon les classes typologiques : a) année de construction, b) classement au patrimoine, c) plan au sol, d) qualité de la maçonnerie.

3.4.1 Selon l'année de construction

Les années considérées correspondent aux grandes périodes de l'évolution de l'architecture (*Voir* Figure 3.8.a). La période de 1600 à 1760 est la moins représentée avec deux bâtiments dont un exclus de l'inventaire. À l'inverse, la majorité des structures (74%) ont été construites de 1880 à 1945. Avec leur structure interne en acier et des charpentes en béton, ce groupe représente potentiellement des édifices ciblés pour un changement d'usage, alors que celles construites avant 1850 bénéficieront d'une protection plus grande contre la démolition puisque classée au patrimoine. Le changement de l'usage d'une église nécessite souvent des travaux importants et coûteux de consolidation et de mise aux normes lorsque l'enveloppe doit être conservée, à l'instar de la conversion de l'église Saint-Jean-de-la-croix en condominiums à Montréal et dans une moindre mesure, dans le cas de projets de plus petite envergure comme la conversion en bibliothèque. L'optimisation de l'espace (changement d'un volume en surface) et la recherche de l'efficience (rapport coût-bénéfice) pourraient conduire peu à peu à la démolition des édifices ciblés par une conversion.

3.4.2 Selon le classement au patrimoine

Cette sous-section est inspirée du document *Les églises du Québec : Un patrimoine à réinventer* (Noppen et Morisset, 2005). La préservation légale des églises québécoises date officiellement de 1922 avec la loi relative « à la conservation des monuments et des objets d'art ayant un intérêt historique ou artistique ». Il a toutefois fallu attendre la loi sur les biens culturels de 1972 pour faire valoir le principe de « classement » comme mesure de protection des églises et de l'ensemble du patrimoine. Les églises classées pouvaient, dès lors, obtenir un soutien financier du gouvernement puis de la FPRQ selon divers critères avec au premier plan celui de la « construction avant 1945 ». La prise en compte du classement au patrimoine, bien que qualitative, est donc incontournable dans le cas des églises sous étude.

Afin d'établir des priorités de financement, une première hiérarchisation des lieux de culte a été retenue par la FPRQ selon les valeurs suivantes : 1) historique et symbolique, 2) d'art et d'architecture de l'extérieur et 3) d'art et d'architecture de l'intérieur. La combinaison de ces

cotes conduit à la hiérarchisation finale; par exemple une cote AAA conduit à un classement A ou incontournable. On note cinq classements décroissants : A ou incontournable, B ou exceptionnelle, C ou supérieure, D ou moyenne, E ou faible. La Figure 3.8.b montre la répartition des églises de l'inventaire, huit églises de l'inventaire ne sont pas cotées (N.A). Les fiches de cette évaluation patrimoniale peuvent être consultées sur demande. Cette méthode est, cependant, différente de celle, plus connue dans le domaine de l'architecture, du Bureau d'examen des édifices fédéraux du patrimoine (BEEFP).

3.4.3 Selon le plan au sol

Six plans au sol ont été recensés avec une prédominance du plan en croix latine pour 59% des églises de l'inventaire (*Voir* Figure 3.8.c). La configuration planimétrique est reconnue avoir une incidence sur la réponse globale d'une structure aux forces sismiques. L'expérience montre que la présence d'angles entraine une concentration de contraintes et des efforts de torsion qui peuvent entrainer l'effondrement partiel ou total de la structure.

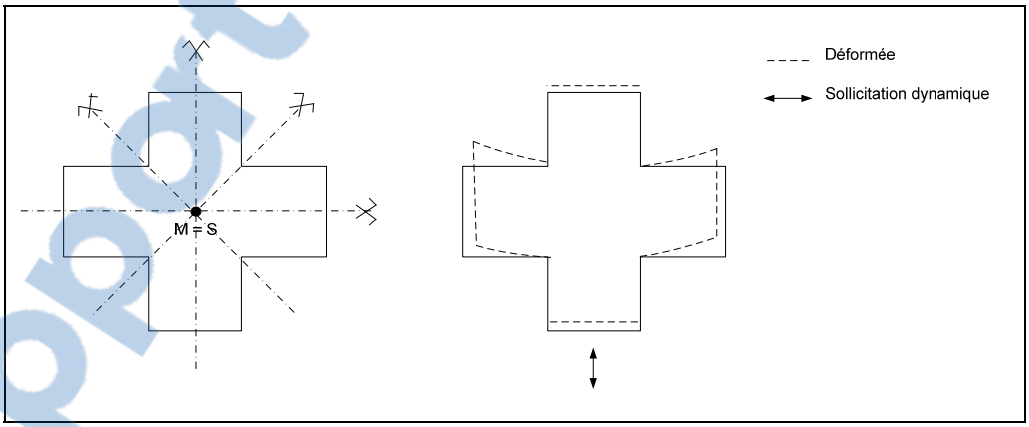


Figure 3.9 Irrégularités au sol et concentration de contraintes.
Adaptée de Lestuzzi et Badoux (2008, p. 96)

Malgré la symétrie apparente du plan en croix, par exemple (*Voir* Figure 3.9), « les parties dont la rigidité est plus faible (qui ont le moins de profondeur suivant la direction de la sollicitation) se déforment plus que les parties plus rigides » (Lestuzzi et Badoux, 2008, p. 96). Les parties moins rigides correspondraient aux murs latéraux des transepts avec un effet sur les façades respectives, la charpente ne jouant aucun rôle de diaphragme.

Rapport-Gratuit.com

Par ailleurs, l'agrandissement et la reconstruction des églises ont entrainé progressivement des changements à l'implantation. La Figure 3.10 montre les transformations effectuées aux églises Notre-Dame à Québec et Saint-Eustache. Ces changements sont fréquents, citons également l'exemple de l'église Sacré-Cœur de Montréal [37], initialement un plan Récollet, reconstruite sans abside, suite à un incendie.

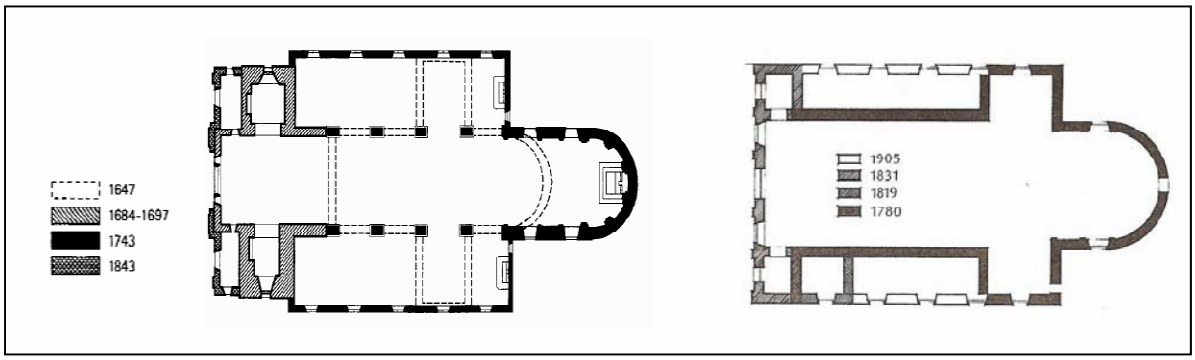


Figure 3.10 Changement progressif du plan au sol : à gauche Basilique Notre-Dame à Québec, à droite Église de Saint-Eustache.
Tirée de Noppen *et al.*(1996, p.61) et de Voyer (1981)

Cette situation se traduit par une certaine hétérogénéité des matériaux et du système porteur, dont l'effet est bien documenté dans les travaux de l'équipe Doglioni, Moretti et Petrini (1994). L'injection de nouveaux mortiers par exemple, modifie localement le comportement d'un macroélément, avec une augmentation de la cohésion partielle, mais ne peut à elle seule empêcher le mécanisme global de rupture.

Bien que les églises en plan soient considérées semblables, la répartition des charges gravitaires sur les différents murs, la position des tours et la présence d'éléments architecturaux auront une influence sur la distribution de la masse d'une église à une autre. C'est le résultat, entre autres, des changements progressifs de plan au sol, les églises à nef unique font place à des édifices à trois nefs avec la conservation de murs ou de structures portantes internes. Le problème est moins la présence d'angles que les excentricités entre le centre de torsion et le centre de gravité : « la perte de symétrie introduira des mouvements de

rotation sous l'effet des secousses qui se traduira par l'ajout de force sismique additionnelle de torsion » (TPSGC, RPS et Technology, 2000, p.6). Cette différenciation doit être prise en compte dans la présente étude.

3.4.4 Selon les caractéristiques de la maçonnerie

1) La classification

L'échelle EMS-98 fait intervenir la notion d'intervalle probable qui admet, à l'intérieur des trois classes identifiées à la Figure 3.12, des sous-classes de bâtiments. L'ensemble des édifices de l'inventaire peut alors être pris en compte dans notre classification inspirée des travaux de l'équipe de Combescure, Gueguen et Lebrun (2005).

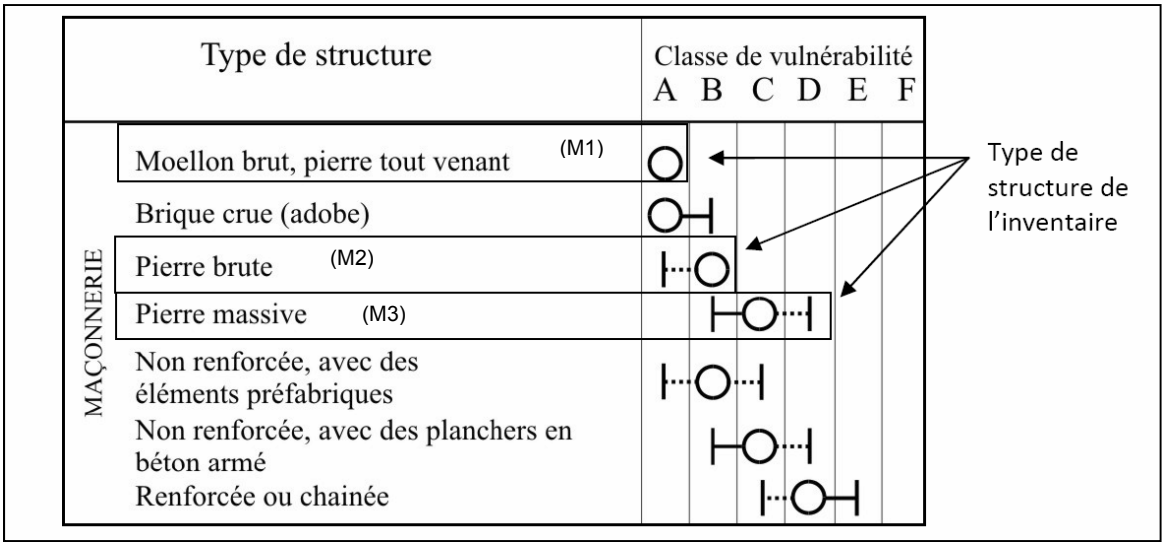


Figure 3.11 Typologies de l'inventaire selon EMS-98.
Adaptée de Grünthal, Musson et Stucchi (1998)

On retient trois classes principales de maçonnerie M1, M2 et M3 dont la plus présente est la classe M2 avec 69% des églises (*Voir* Figure 3.8.d) :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Classe M1 (13% des églises) : maçonnerie en moellons bruts ou pierres tout venant de rivière non préparées, avec un mortier de chaux. Les planchers sont généralement en bois en appui simples sur les murs de fondation :

- M1a : pierres tout venant disposées irrégulièrement sans chaînage d'angles et avec des joints grossiers. C'est le cas des plus anciennes structures de Montréal. Les murs ont été dans le passé recouverts de crépis ; cette ancienne technique permettant de cacher la mauvaise qualité de la maçonnerie et du mortier de pose;
- M1b : pierres tout venant disposées régulièrement et chaînages d'angle (églises restaurées, modèle Conesfroy, utilisation de la pierre artificielle).

Classe M2 (69% des églises) : maçonnerie en pierres taillées et travaillées à l'aide d'outils ou moellons dressés, existence de lien entre les parements (boutisses, ou esses) :

- M2a : pierres taillées dressées en parement, lits plus ou moins réguliers et chaînage d'angles fait de grandes pierres taillées (majorité des églises de tradition québécoise);
- M2b : pierres taillées sur toutes les faces, joints réguliers et fins, chaînage d'angles soigné fait de très grandes pierres taillées (assemblage de matériau comme le grès et la pierre de Tyndall).

Classe M3 (18% des églises) : maçonnerie en pierres massives taillées jointives représentant le courant issu d'architectes américains.

2) Les matériaux utilisés

La construction traditionnelle en maçonnerie de pierre renferme un certain nombre d'imprécisions tant du point de vue de la structure, des techniques de construction et des caractéristiques des matériaux. Toutefois, il est admis que les calcaires québécois offrent une bonne résistance aux charges gravitaires (St-Louis, 1984).

Sur la base des informations retrouvées dans le devis de construction d'une église (en 1931), la section des murs a été reconstituée (*Voir* Figure 3.12). La pierre de taille en parement sur les ouvrages en béton ou en maçonnerie de briques porteuse sera crampée aux ouvrages par des attaches en fer galvanisé pour maintenir en place les pièces isolées.

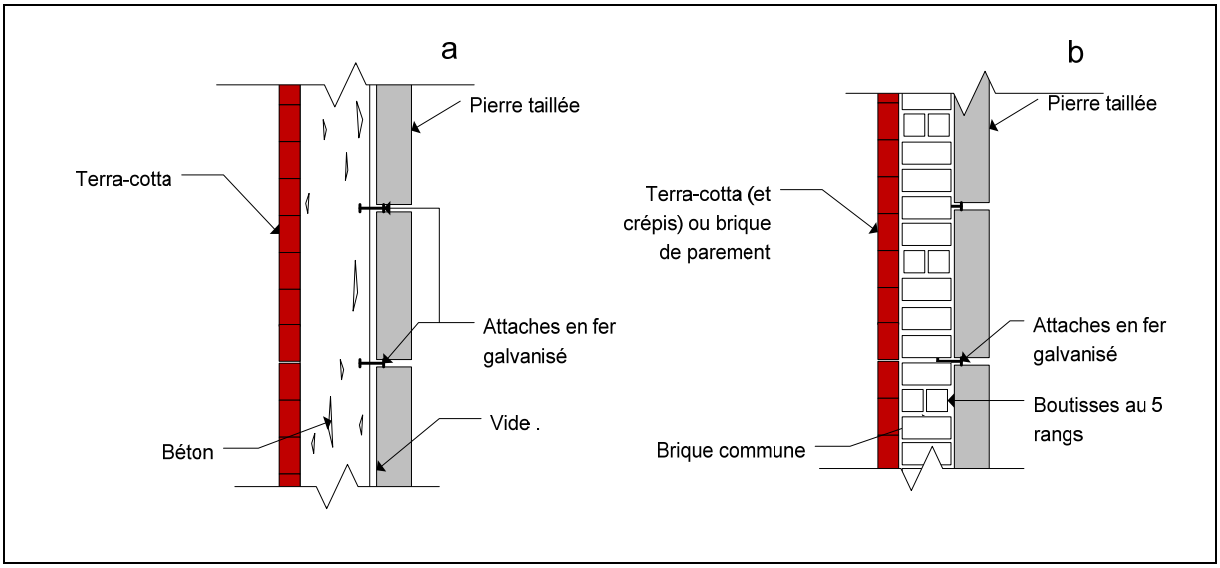


Figure 3.12 Reconstitution hypothétique des sections de murs a) présence de béton, b) intérieur en maçonnerie de briques.

En plus de la pierre calcaire, on retrouve également au niveau des églises inventoriées :

- la pierre de Tyndall, sorte de calcaire fossilifère;
- le grès ou pierre de sable (de différentes couleurs);
- le granit et le marbre pour les détails architecturaux;
- la pierre artificielle composée d'ingrédients minéraux. Dans ce cas-ci le mortier est composé de ciment, de sable et de chaux Haydite (Gascon & Parant Architectes, 1931). Le fini est généralement d'imitation de pierre calcaire.

Bien que ces pierres soient de provenances différentes, celles d'origine québécoise constituent les intrants principaux de la construction entre le 18e et le milieu du 19e siècle. Alors que pour le reste de la période couverte par l'inventaire (avec un pic entre 1913 et

1929), la construction comprenait des calcaires et des grès plus tendres et de colorations différentes des États-Unis. Aucune étude systématique des caractéristiques de ces pierres n'a été faite (St-Louis, 1984).

3.5 Diagnostic général de l'ensemble

Un relevé rapide des fissures et des déformations les plus importantes ou visibles et communes aux édifices a été effectué (*Voir* Tableau IX-B, annexe IX, p. 160). La lecture de différents rapports techniques (inspection directe de la maçonnerie) et l'analyse de l'information disponible dans les cahiers de délibération de différentes fabriques ou l'historique des travaux réalisés font ressortir des lacunes faiblement perceptibles lors de la visite. Cette revue de littérature a aussi facilité l'interprétation des relevés *in situ* complétant ainsi qualitativement l'inventaire et la compréhension du comportement des structures.

L'expérience montre que l'état de structures est fortement lié à l'entretien qui a été donné au fil des ans. De nombreuses églises de l'inventaire ont été fermées pendant de très longues périodes et ont nécessité, dans certains cas, d'importants débours pour une remise à neuf. D'autres fermeront leurs portes au culte, à court ou à moyen terme, faute de moyens pour les entretenir, ceci, malgré le déploiement à travers la province de l'important programme de restauration du Ministère de la culture, des communications et de la condition féminine (MCCCF), géré par la FPRQ. Depuis 1995, 222 M$ ont été investis pour la restauration des édifices construits avant 1945 et possédant une valeur patrimoniale (CPRQ, 2007). À cette valeur s'ajoute l'apport des paroisses d'environ 25 %. Les coûts des travaux, dont certains ont cumulé près de 5 M$, informent également sur la qualité des structures (*Voir* annexe X, p. 195). Ce tableau présente l'allocation du nouveau budget 2008-2009 de près de 15M$ et pour certaines églises les budgets attribués pour la période 2007-2008[9].

[9] Ces données sont tirées des rapports annuels de la FPRQ (CPRQ, 2008).

3.5.1 Les défauts au niveau de l'enveloppe

La restauration de l'enveloppe est selon la FPRQ, la rubrique la plus importante du budget de restauration. Cette détérioration a différentes origines.

1) le stress causé par un problème de structure ou de fondation

Le constat général est que bon nombre de structures ont trainé dès leur construction des problèmes structuraux importants : tassement différentiel, lacunes dans la capacité portante, affaissement de murs, etc. qui ont nécessité (et entraineront) d'importants travaux ou le suivi régulier du comportement de l'édifice. «L'inadaptation des techniques et les défauts de construction ont été à l'origine de nombreuses démolitions. » (Voyer, 1981, p. 24). L'inventaire compte un nombre appréciable de structures qui ont été consolidées ou partiellement reconstruites : les tours et les clochers par exemple, car jugées instables ou menaçant ruine.

2) les changements de température et l'effet du vent

Ces déformations sont plus difficilement identifiables à cause des travaux de rénovation entrepris mais les mécanismes sont connus et sont rapportés pour certaines structures. Parmi ceux-ci, la déformation des murs suivie de la perte de matériaux est associée à la présence de vide à l'intérieur des couches de murs constitués de moellons (*Voir* Figure 3.13). L'expérimentation en cours sur des murs de maçonnerie constitués de couches de pierre calcaire et de pierre grès, plus caractéristiques des ouvrages historiques canadiens, montre une plus grande intégrité de l'élément même au-delà de leur résistance théorique ou anticipé (Sorour *et al.*, 2009).

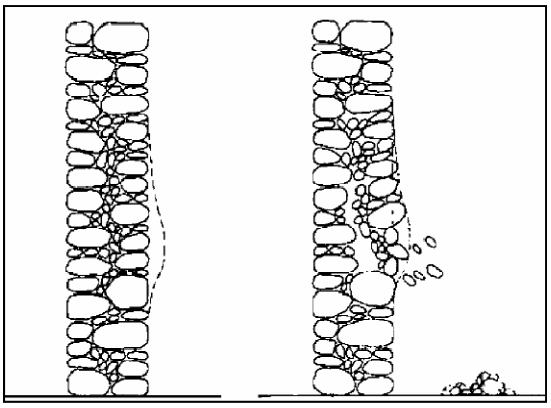


Figure 3.13 Déformation et rupture d'un mur de maçonnerie à deux couches.
Tirée de Binda et Saisi (2001, p. 75)

Lors de la restauration d'une tour de l'église Saint-James United, une inspection à l'aide de radars a permis de détecter une dégradation avancée du mortier et la découverte de vides à l'intérieur des murs (FPRQ, 2002; 2003; Pellicer et Duschenes & Fish Architectes, 2002). La mise en place de nouveaux ancrages et de tirants a été effectuée lors des travaux de restauration de structure.

3) la présence d'humidité

> « Des inspections thermographiques infrarouges effectuées lors des plus grands froids de l'année montrent le pire cas de fuite d'air et d'accumulation d'humidité dans les murs que la structure peut présenter. » (Colantonio, 2002)

Ces défauts se traduisent par des mouvements d'éléments de structures ou de la maçonnerie perceptibles lors d'une simple inspection.

La Figure 3.14 montre trois cas répétitifs retrouvés sur de nombreux édifices de l'inventaire : le détachement des contreforts (a), des mouvements horizontaux de la pierre des contreforts (b), et c) le fluage de la façade du transept. Les mouvements horizontaux au niveau des contreforts sont dus à l'expansion de la pierre. Ce phénomène est courant sur les agencements à faible retour particulièrement exposés à l'humidité (Hendry, Sinha et Davies,

1997). Il est certain que ces formes de discontinuités constituent des points de faiblesses qui peuvent enclencher un dommage local ou à l'échelle du mur.

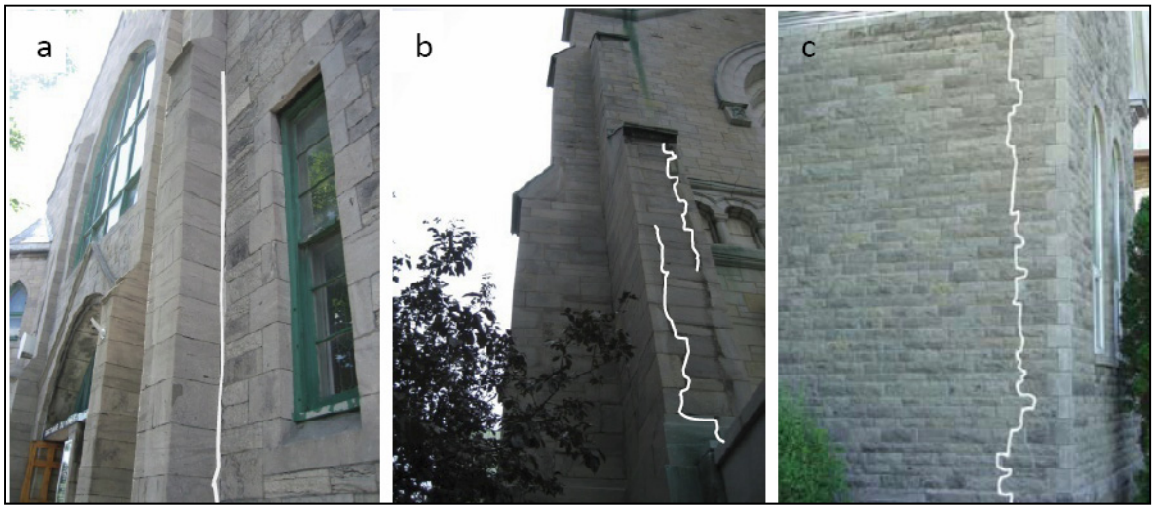


Figure 3.14 Fissuration type : a) détachement de contrefort, b) mouvements horizontaux de la pierre, c) fluage de la façade.

3.5.2 Les défauts au niveau de la maçonnerie

Les défauts relevés sur la pierre découlent essentiellement de l'exposition de l'édifice aux aléas climatiques. Les termes utilisés ici sont empruntés au glossaire de l'ICOMOS sur les formes d'altération de la maçonnerie (CSI "Pierre", 2008):

1) les changements de couleur d'origine diverse

- le fini texturé de la pierre retient les résidus de pollution et rend la pierre plus pâle (*Voir* Figure 3.15.a). C'est une caractéristique particulière du calcaire pur gris foncé et des calcaires schisteux ou argileux dits *pierre noire*, alors que les calcaires dolomitiques ont tendance à brunir de façon prononcée en surface et en profondeur suite à leur exposition à l'air (St-Louis, 1984);
- l'assombrissement dû à l'humidité et le phénomène de pulvérulence caractérisé par une apparence blanchâtre pâle (*Voir* Figure 3.15.b);

- la formation de croûtes de couleur foncée sur la pierre calcaire, conséquence des substances carbonées apportées par l'air pâle (*Voir* Figure 3.15.c). Le grès prendra une couleur brune (patine ferrugineuse).

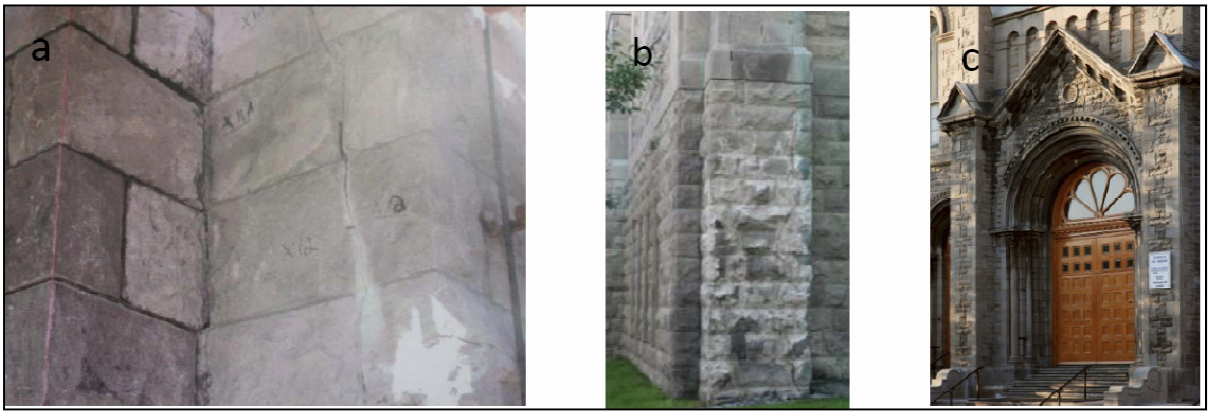


Figure 3.15 Défauts apparents au niveau de la maçonnerie.
Tirée de a) Exposition *in-situ* / Travaux de restauration église Ste-Madeleine,
c) photo Luc Noppen

2) la détérioration des pierres due au cycle gel-dégel

Dans des conditions hors humidité l'action du froid se situera principalement au niveau de la couche superficielle de la pierre et de manière particulière au niveau des éléments architecturaux comme les socles, les statues et les mortiers. Le grès (ou pierre de sable) sera plus sujette à ce phénomène puisque très dur mais peu résistant au gel (Marsan et Dunuc, 1997).

3) La délamination de la couche superficielle de la pierre

Dans le cas de la pierre artificielle, on observe le détachement par plaques plus ou moins grandes de la couche externe, laissant exposée une pierre poreuse. La Figure 3.16 montre ce phénomène tel qu'observé sur la façade de deux églises. Des travaux de décapage de l'enveloppe en entier avaient été exécutés pour remédier à cette dégradation, sans succès toutefois.

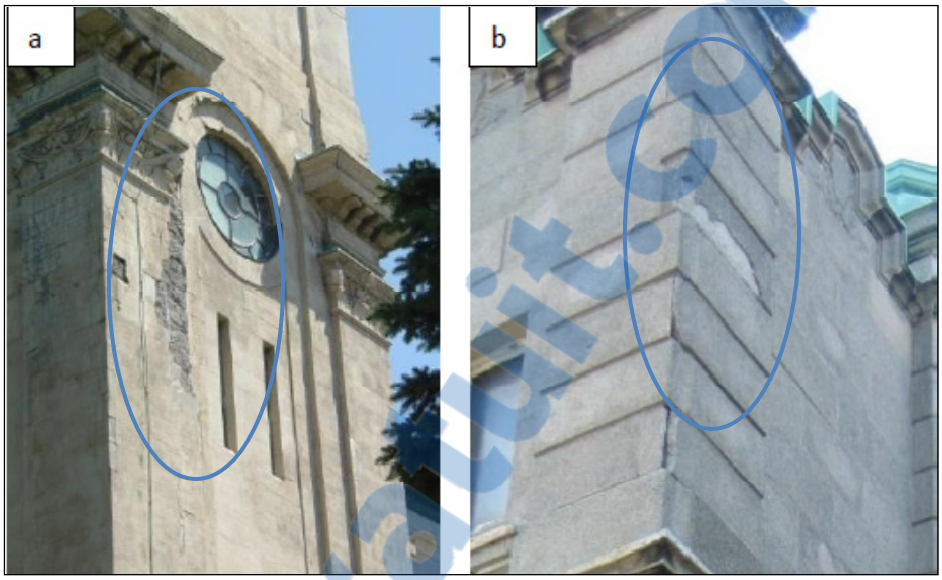


Figure 3.16 Délamination de la couche superficielle de la pierre.

3.6 Analyse des dispositions constructives agissant sur le système de résistance aux forces sismiques

Les structures sous analyse ont été conçues essentiellement pour reprendre des charges verticales (poids propre, charges climatiques et charges vives) dont les valeurs unitaires de surcharges correspondent aux recommandations du code du bâtiment. Mais elles présentent toutes une masse élevée et une faible résistance à la traction lorsque comparées à des édifices courants de même envergure.

> « Ces deux propriétés ont des répercussions négatives sur le comportement du bâtiment en cas de tremblement de terre et font que l'on constate des dégâts même lors des secousses assez faible. » (GTTTBC, 2004, p. 18)

Il est certain que l'analyse la plus pertinente comporterait une caractérisation complète du système de résistance aux forces sismiques (SFRS). Ce niveau de précision est, néanmoins, difficilement envisageable dans le contexte de l'étude et nécessiterait la mobilisation de moyens très importants.

Rapport-Gratuit.com

3.6.1 La toiture et les assemblages de charpente

La définition appliquée au macroélément ne s'adapte pas à l'ensemble charpente-toiture puisque son action interagit avec celle des murs porteurs latéraux et du pignon des façades principales ou de transept (Doglioni, Moretti et Petrini, 1994). De manière générale, les bâtiments étudiés sont recouverts d'un toit porté par une charpente de bois ou d'acier, pour les plus récents, qui repose sur les murs en maçonnerie. Si l'on peut considérer un transfert des charges de toit verticalement sur les murs compte tenu des dispositions constructives (Auger, 1998), ces charpentes ne peuvent constituer un ancrage efficace de ces murs. Par ailleurs, les murs réagissent de façon isolée lors de poussée horizontale; le potentiel d'une poussée horizontale de la charpente de toit ne peut donc être ignoré; c'est la principale cause de l'effondrement complet de la structure. Par ailleurs, la présence sur ces toitures d'éléments non structuraux comme les dômes et les cellules de clocher dont la charge est reprise essentiellement par la charpente de toit, doit également être prise en compte.

Pour contrer les effets de la toiture, divers travaux de consolidation ont été effectués sur les églises de l'inventaire. La présence de tirants reliant les murs opposés jouent en quelque sorte le rôle de diaphragme en limitant le mécanisme de rupture hors-plan. Ces tirants sont placés au niveau de la voûte du plafond ou encore retiennent la paroi frontale. On peut aussi citer l'ajout de contreforts et/ou leur consolidation. Les éléments de jonction charpente-murs n'ont pas fait l'objet de recherche plus poussée.

Il est reconnu que la présence de diaphragme rigide au niveau des structures diminue de manière importante l'effet des forces latérales dus aux séismes. Le diaphragme reprend les efforts de traction et de cisaillement en stabilisant les murs perpendiculaires (*Voir* Figure 3.17).

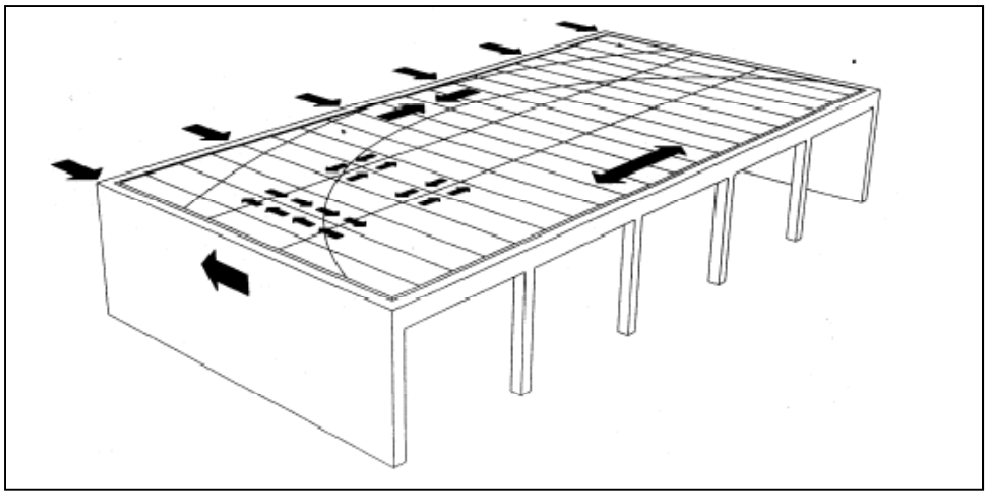


Figure 3.17 Répartition des efforts dans un diaphragme de plancher.
Tirée de FIB (2009)

3.6.2 Les arches

Les arches reflètent un trait caractéristique de l'architecture religieuse. Ce macroélément fait référence à l'arche assurant la transition progressive de la nef à l'abside et de cette dernière à la sacristie. Ces éléments structuraux reprennent l'ensemble de la charge de toit sur de très grandes portées laissant la nef libre de toute colonne, agissant ainsi à titre de diaphragme.

Figure 3.18 Arches structurelles.
Tirée de FPRQ (2003)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

On ne retrouve, dans l'inventaire réalisé, que très peu d'arches structurelles en maçonnerie de pierre et c'est généralement le lien entre la nef et la sacristie (*Voir* Figure 3.18.a). C'est le cas des églises dont la tour-clocher se trouve à la croisée du transept et de la nef (*Voir* Figure 3.18.b), leur comportement pourra être alors considéré comme partie intégrante de la tour.

L'architecture religieuse de tradition québécoise retient l'arche comme un attribut décoratif, qui complète la charpente structurale. L'effet de voûte est obtenu avec des fermes apparentes en bois, des planches ou des treillis de métal suspendus aux fermes et recouverts respectivement de plâtre ou de béton (*Voir* Figure 3.19). Ce sont alors des éléments non structuraux, dont le flambement dans le plan peut, toutefois, amener à leur destruction et à l'affaissement du toit.

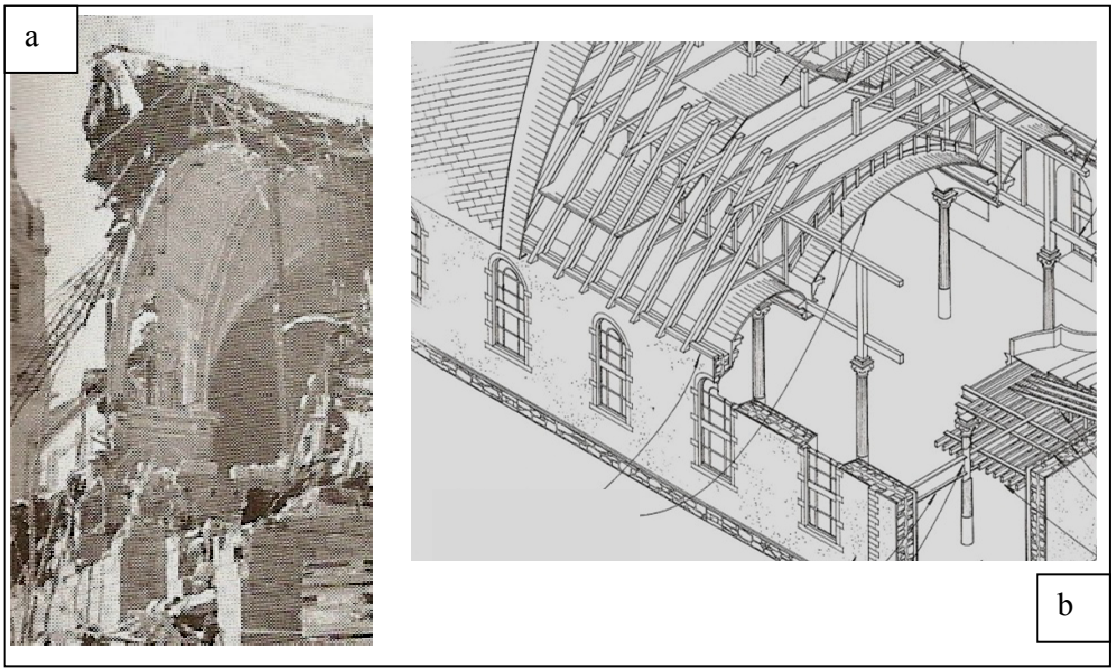


Figure 3.19 Détails architecturaux d'une arche non structurale : a) église en démolition, b) reconstitution de charpente.
Tirée de a) Noppen et Morisset (2005, p. 15), b) Auger (1998, p. 23)

3.6.3 Les fondations

1) La structure

L'absence de plans post-construction rend difficile le suivi de l'évolution des fondations des églises de Montréal. De manière générale, les fondations sont constituées de murs porteurs en pierre, pour les plus anciennes, de semelles isolées reprenant la charge des colonnes de la nef ou d'une combinaison des deux premières.

De nombreuses transformations ont été effectuées au niveau des soubassements des églises pour répondre aux nouveaux besoins des paroisses (aménagement de salles paroissiales, construction de magasins, etc.) ou encore pour consolider les structures. Les sous-sols des plus anciennes structures et celles de petite taille ont gardé leur vocation d'origine avec la présence de crypte ou de vides sanitaires.

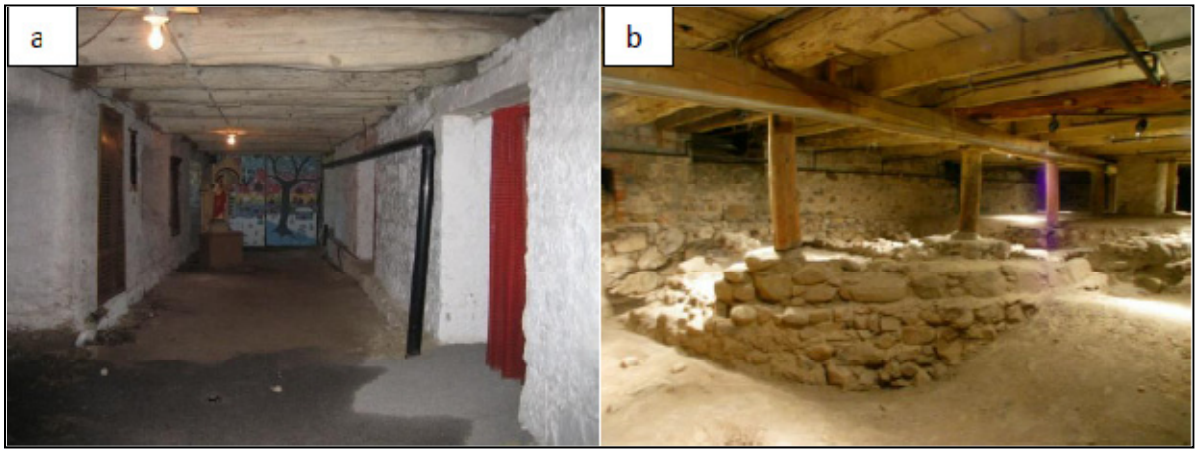


Figure 3.20 (a) Sous-sols des églises Sainte-Geneviève [95] et (b) Notre-Dame-de-Bon-Secours [26].
Tirée de FPRQ (2003)

Les planchers, à l'origine en bois, sont constitués, en général, d'épinette de 2e qualité en sous-œuvre simplement appuyés sur des murs massifs en pierre pâle (*Voir* Figure 3.20). Dans bien des cas, la construction du soubassement précède de quelques années celle de la superstructure.

La Figure 3.21 montre un cas typique de fondation d'une tour-clocher dont la mise en place est spécifiée dans le cahier d'appel d'offres :

> « Le sol dans le soubassement après avoir été bien nivelé et battu, sera couvert d'un fond en pierre plate ou scorie (rubbling) posé à sec pour faciliter le cours des eaux de surface, six pouces d'épaisseur bien foulé et nivelé. » (Gascon & Parant Architectes, 1931)

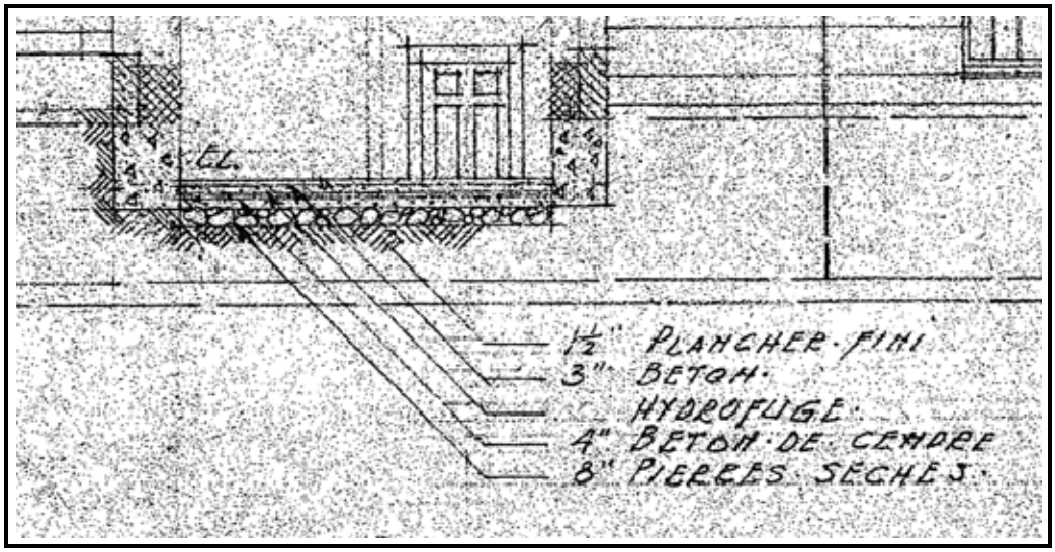


Figure 3.21 Exemple de fondation d'une tour-clocher.
Plan fourni par CRCPU

2) Le sol de fondation

L'interaction sol-structure n'est pas abordée dans le cadre de cette recherche. Il convient, toutefois, d'aborder le phénomène de résonance puisqu'il s'agit d'un facteur de vulnérabilité important, entrainant un potentiel de dommage élevé.

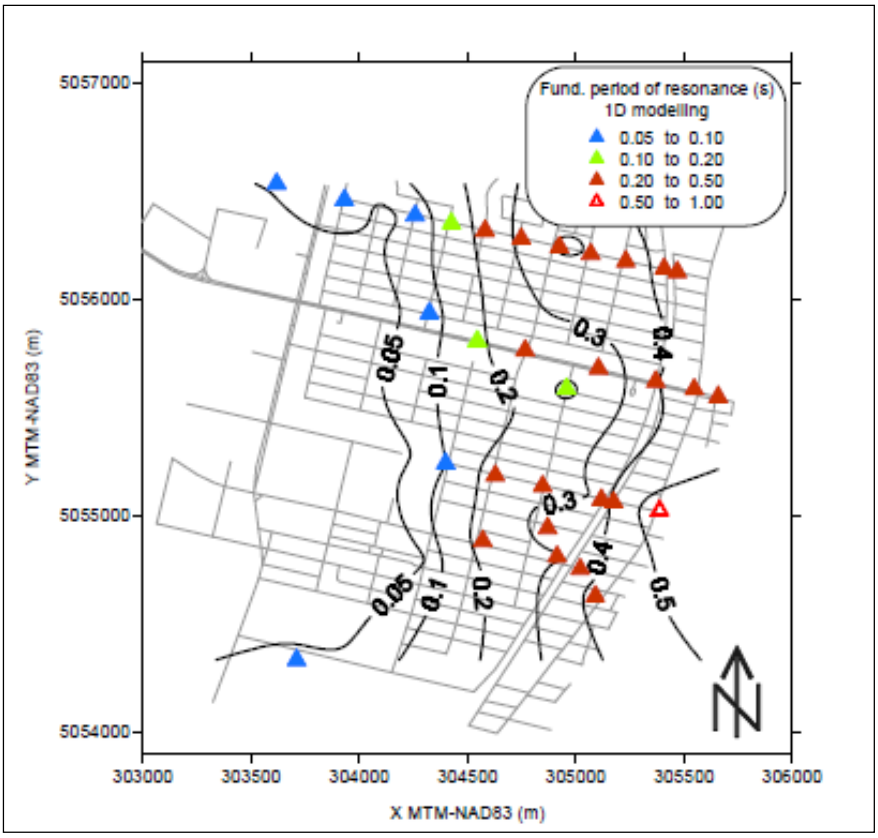


Figure 3.22 Période fondamentale de résonance pour la zone industrielle et résidentielle de Pointe-aux-Trembles.
Tirée de Rosset *et al.* (2003)

La Figure 3.22 montre les courbes de même période calculée pour la zone industrielle et résidentielle de Pointe-aux-Trembles (Montréal) dont le sol est constitué d'argile et de sable. Cette région est caractérisée par de faibles périodes fondamentales variant de 0,05 à 0,5 s. Ces valeurs sont dérivées de l'analyse du bruit ambiant du sol, en surface puis interpolées par la méthode de krigeage (avec une modélisation 1D). Ce sont toutefois des valeurs expérimentales, qui n'ont pas été, à ce jour, validées par des essais aux piézocônes dynamiques qui permettent d'obtenir les caractéristiques dynamiques des sols sur plusieurs mètres de profondeur.

3.6.4 Les éléments non structuraux

L'intérieur des églises, les façades tout comme les toits comptent un nombre important d'éléments non structuraux (statues, accessoires de liturgie, orgue, tribune, clochers et cheminées) qui sont susceptibles de se déplacer en cas de secousse. Le CNBC 2005 les classe dans la catégorie des Composants fonctionnels et opérationnels (CFO). L'analyse sismique de ces éléments faisant appel à des notions différentes (mais complémentaires) de l'analyse structurale, ne sera pas abordée dans la présente étude. Il y a, toutefois, un risque évident de choc entre les éléments structuraux et architecturaux.

Sur la base des observations post-sismiques au Québec, il est important de souligner que les clochers et les cheminées sont des éléments très fragiles. Les faiblesses occasionnées par un ancrage faible ou la mauvaise qualité de l'assemblage mortier-maçonnerie constituent les premières causes de l'effondrement des cheminées (TPSGC, RPS et Technology, 2000).

3.7 Effets des travaux de consolidation sur la réponse

Dans cette section, sont présentées les caractéristiques les plus globales des travaux de consolidation sans prendre en compte les renforcements effectués au fils des ans, faute d'informations sur les calculs, les normes et les techniques de mise en place. Ces travaux touchent le remplacement des fermes en bois par d'autres en acier, la consolidation des murs de refends en maçonnerie des fondations par du béton, la reprise du plancher par des dalles de béton et l'insertion de tirants modernes dans les murs de maçonnerie.

L'observation post-sismique a montré que des interventions de renforcement non règlementaire des structures traditionnelles les fragilisent, en augmentant sensiblement le poids sismique des structures et en entrainant des déformations incompatibles avec le mode de vibration des murs en maçonnerie (Lagomarsino *et al.*, 2000). Dans le contexte québécois, on peut noter l'exemple de l'église Notre-Dame-de-grâce de Québec, qui malgré les travaux de consolidation des fondations et le déploiement d'une imposante charpente métallique pour assurer le contreventement de la structure, a été jugée physiquement non viable et a été

démolie (Noppen et Morisset, 2005). Par ailleurs, l'ajout de béton, peu ductile, n'améliore pas le comportement des structures en béton-maçonnerie, à moins qu'il s'agisse de la mise en place de murs de refends armés solidaires aux structures.

3.8 Synthèse de l'inventaire

Au fil des ans, il s'est développé au Québec une architecture fonctionnelle, d'inspiration française, avec de nombreux points techniques communs. Les caractéristiques globales des églises ont été déterminées à travers la définition de typologies. Il demeure néanmoins de nombreuses incertitudes liées à la qualité des matériaux et des travaux effectués, l'effet réel des changements progressifs (agrandissement, consolidation, érosion de la maçonnerie, etc.) et du comportement effectif des connexions de la maçonnerie. Si ces facteurs réduisent l'efficience d'une analyse quantitative, la méthode par macroéléments, puisqu'elle permet une simplification des hypothèses, offre une alternative intéressante dans le cadre de cette recherche.

Il est alors possible de considérer des conditions minimales et optimales que l'on pourrait retrouver au niveau des édifices religieux ou des macroéléments sous étude. Le comportement de l'ensemble de notre inventaire se retrouverait à l'intérieur du fuseau considéré.

Tableau 3.2 Résumé du SRFS des structures de l'inventaire
Inspiré de Magenes (2006)

Conditions minimales	**Conditions optimales**
Qualité insuffisante ou non homogène des matériaux (mortier faible, fragilité des unités, présence de vides), faible interconnexion interne de la maçonnerie (irrégularités de moellons, multicouche de maçonnerie sans interaction transversale et ancrage au cisaillement).	Robustesse des unités régulières, comportement monolithique sur l'épaisseur du mur.
Instabilité hors plan des murs.	Instabilité hors plan limitée selon le cas (effet d'étage avec présence de linteaux par exemple).
Faiblesse des connexions entre les murs et structures horizontales, absence de diaphragme.	Présence de tirants favorisant l'effet de boîte, connexion efficace murs-plancher, présence de chainage d'angle réduisant les contraintes.
Présence de poussées horizontales provenant du toit (ou de structures arquées ou voutées, lorsque présentes) équilibré seulement par la résistance hors-plan.	Des poussées horizontales sont régies par l'action dans le plan ou d'éléments jouant un rôle semblable comme les diaphragmes ou les tirants – principalement au niveau des tours.
Masses importantes d'éléments structurels et non structurels vs des matériaux pauvres.	Masses et poids produisent une faible proportion de rapport contrainte/force.
L'irrégularité structurelle dans le plan (des effets de torsion, et concentrations de contraintes) et dans l'élévation (le chemin de charge inefficace, des concentrations de contraintes).	Structure régulière, résistance suffisante à la torsion, chemin régulier de forces de structure supérieure à la base (fondation).

CHAPITRE 4

ANALYSE DE LA RÉPONSE SISMIQUE DES MACROÉLÉMENTS CRITIQUES

D'après les observations faites aux chapitres précédents, la réponse sismique des églises est différente de celle des bâtiments ordinaires selon le comportement typique des macroéléments qui la composent. Cette vulnérabilité est, par ailleurs, plutôt qualitative puisqu'elle dépend de la typologie et de certaines dispositions constructives.

Dans ce chapitre, nous analysons la performance probable des macroéléments en faisant varier certains paramètres géométriques et le système de résistance aux forces sismiques selon certaines hypothèses posées au Tableau 3.2. Il convient de rappeler que l'objectif n'est pas d'obtenir une vulnérabilité exacte des modèles étudiés mais d'identifier les paramètres influant la vulnérabilité. Cette étude est donc comparative et vise à évaluer une gamme de structures génériques afin de faire ressortir les corrélations entre les typologies québécoises existantes et la vulnérabilité. Par exemple, pour quelle plage de périodes y-a-t-il des dommages probables ? Quels sont les modes de rupture prépondérants ?

Sur la base des observations faites pour la province du Québec, l'analyse portera sur les macroéléments critiques : la façade principale et celle du transept (cas des églises en croix latine) et la tour-clocher. Les mécanismes étudiés pour la façade sont également applicables aux murs latéraux de la nef.

Le choix de ces macroéléments s'inscrit également dans une perspective de protection du patrimoine. L'expérience acquise des projets de conversion des églises réalisés sur près d'un siècle au Québec montre d'une part l'efficience des projets respectant la structure initiale de l'église et d'autre part lorsque celle-ci est défaillante, l'intérêt de développer le nouveau projet autour des éléments représentatifs ou symboliques que représentent la façade et la tour. La décroissance de la pratique religieuse dans les lieux de culte traditionnels observée au

Rapport-Gratuit.com

Québec depuis les années 1960 indique que dans les prochaines années, un nombre important d'édifices religieux seront désaffectés et offerts à la conversion ou au recyclage.

4.1 Choix et adaptation des procédures d'analyse

Les mécanismes de rupture des macroéléments étant très différents, il convient de choisir des procédures d'analyses adaptées à chacun.

4.1.1 Procédure d'analyse de la façade

Compte tenu du comportement inélastique de la façade, une modélisation simplifiée de la structure n'est pas appropriée (D'Ayala *et al.*, 1997). La procédure d'analyse retenue est basée sur la vérification de la capacité du mur de façade à subir cinq mécanismes de rupture : quatre mécanismes hors-plan et un mécanisme dans le plan. Au chapitre 2, il a été montré que les méthodes analytiques sont valables pour la détermination de l'accélération causant le dommage. En particulier, on a souligné que la méthode proposée par D'Ayala permet d'étudier la performance d'un mur dans le domaine élasto-plastique (*Voir* paragraphe 2.3.6). L'autre intérêt de cette démarche est le calcul de la résistance à partir uniquement des paramètres géométriques, indépendamment et de la période naturelle du macroélément.

La procédure d'analyse de la façade est illustrée à la Figure 4.1. Le point de départ est la définition d'une typologie représentative. La disponibilité des données sur les églises permet une comparaison fiable des modèles et une définition appropriée des classes typologiques.

L'analyse des murs se fera ensuite selon les mécanismes de rupture hors-plan et dans le plan qui sont caractéristiques des murs en maçonnerie non armée et dont les processus d'activation ont été développés aux paragraphes 2.3.1 et 2.3.2. Dans les deux cas, une accélération maximale causant le dommage sera calculée et exprimée sous forme de rapport d'accélération a_g/g facilitant la corrélation directe avec les niveaux de dommages (D'Ayala *et al.*, 1997).

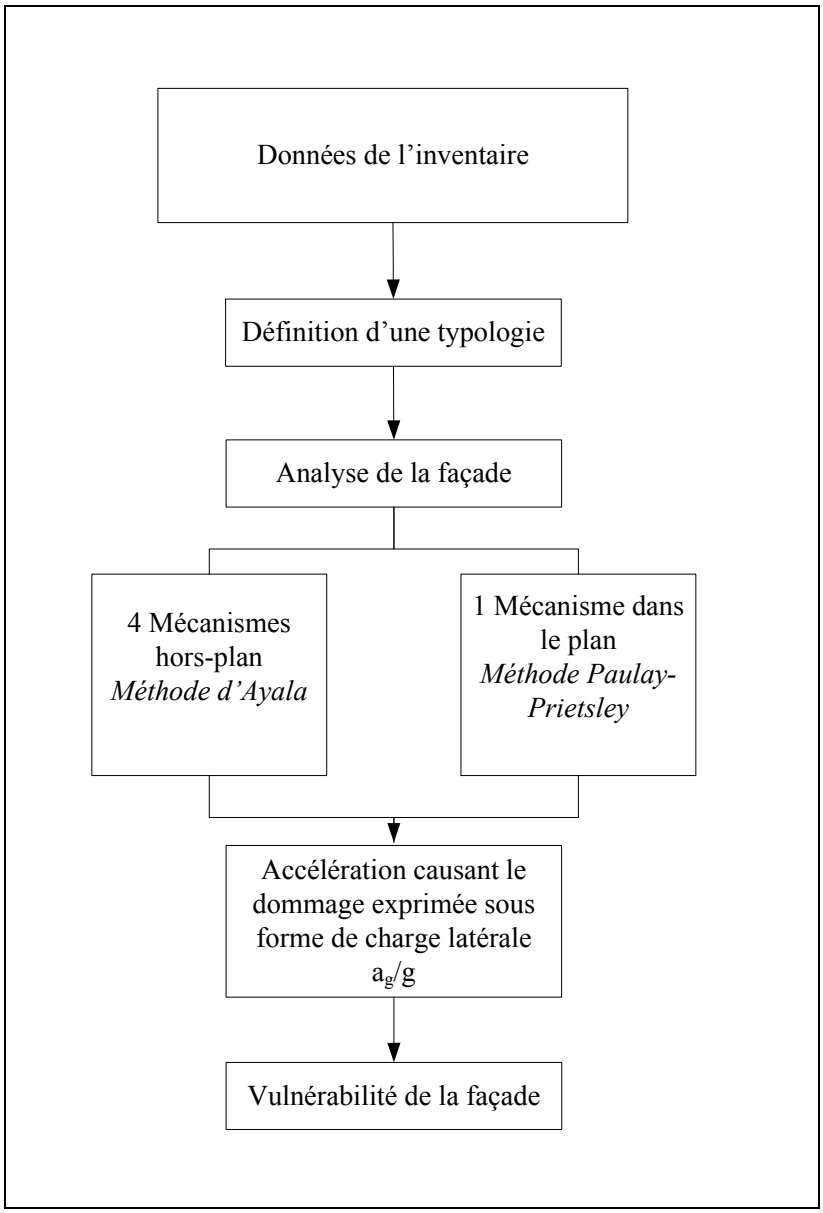


Figure 4.1 Procédure d'analyse proposée pour la façade.

4.1.2 Procédure d'analyse de la tour

Dans le cas de la tour-clocher, la procédure retenue est celle proposée par l'équipe (TPSGC, RPS et Technology (2000) présentée à la Figure 2.15 et adaptée à la Figure 4.2.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

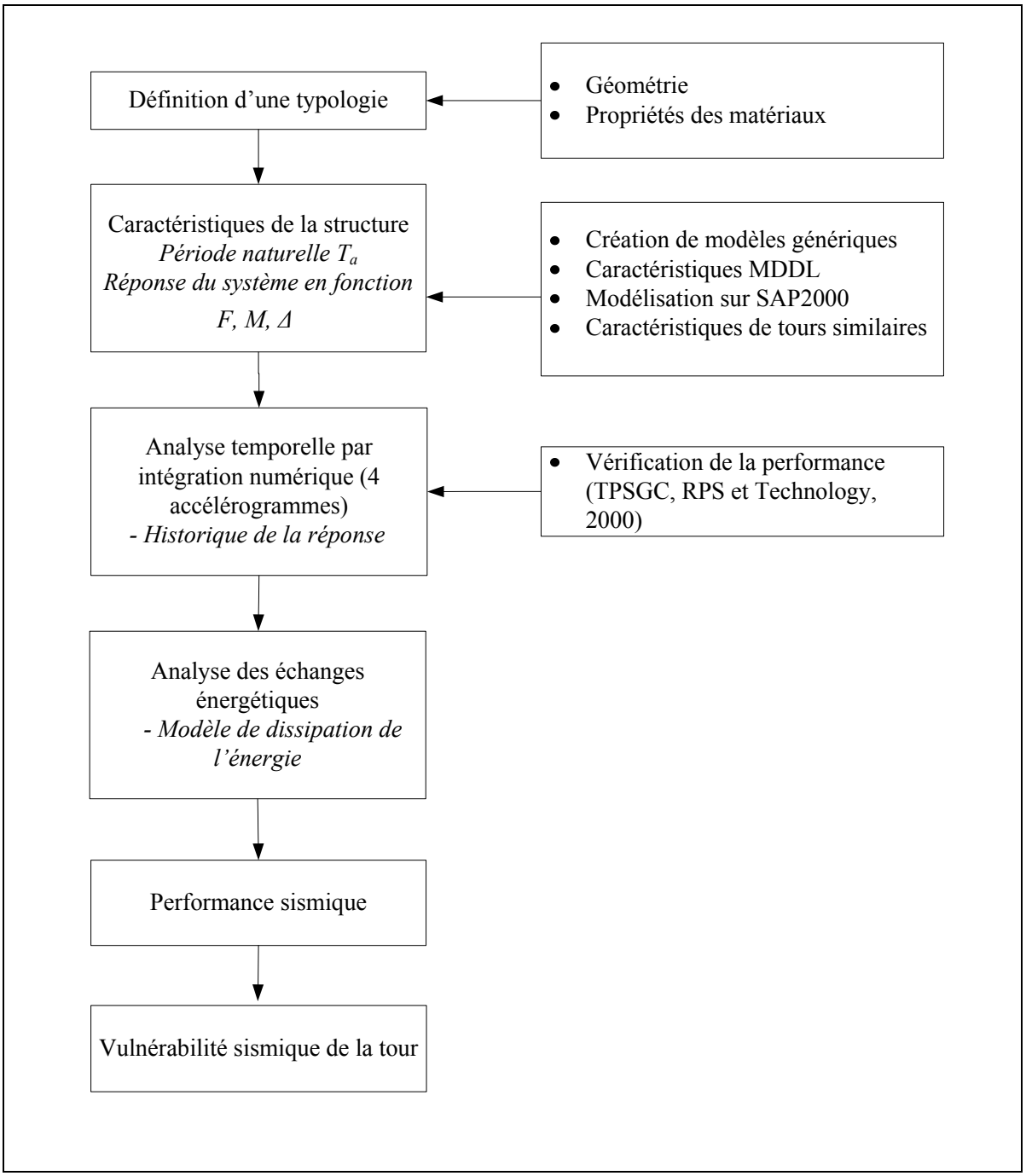


Figure 4.2 Procédure d'analyse proposée pour la tour.

Une fois la typologie définie, la tour-clocher, assimilable à une structure à multiples degrés de liberté (MDDL) est soumise à trois analyses :

- une analyse modale afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure : modes propres de vibration et coefficients de participation modale;
- une analyse dynamique temporelle par intégration numérique exacte ou par segments linéaires donnant la réponse des structures sous sollicitation dynamique, cette méthode nécessite l'utilisation d'accélérogrammes compatibles avec le spectre de dimensionnement;
- et une analyse des échanges énergétiques pour évaluer le mode de dissipation de l'énergie, reflétant le comportement inélastique de la structure.

4.2 Propriétés de la maçonnerie

La maçonnerie de pierre des bâtiments de l'inventaire est constituée de mortiers de différentes qualités avec pour les plus anciens un mortier à base de chaux dont la résistance est très faible. L'introduction du mortier hydraulique s'est faite vers le quart du 19e siècle et l'usage du ciment Portland vers la fin de cette même période. L'évolution des techniques de fabrication des mortiers est présentée en annexe XI, p. 196.

Le Tableau 4.1 présente les caractéristiques minimales théoriques retenues dans le contexte canadien pour la maçonnerie. Une étude plus récente montre que le module de Young varie en fonction de la direction du chargement autour de valeurs comprises entre 1391 MPa et 3397 MPa pour la maçonnerie non armée avec un effet sur le coefficient de Poisson (entre 0,06 et 0,07 pour le calcaire) (Sorour *et al.*, 2009).

Tableau 4.1 Propriétés de la maçonnerie
Adapté de Lu (1995), TPSGC, RPS *et al.* (2000), Lefebvre (2004)

Poids par unité de volume (kg/m^3)	**Module élastique (E) (MPa)**	**Résistance au cisaillement (G) (MPa)**	**Coefficient de Poisson υ**
2700	3250	0,437E	0,14

Le coefficient de Poisson est calculé en fonction de la l'équation 4.1 :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{4.1}$$

4.3 Analyse du comportement des façades

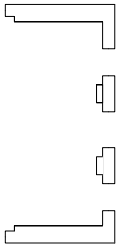
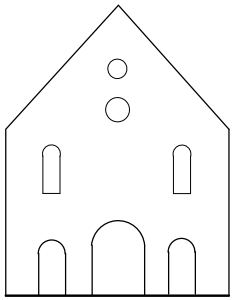
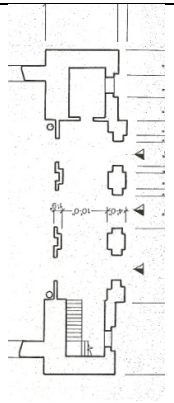
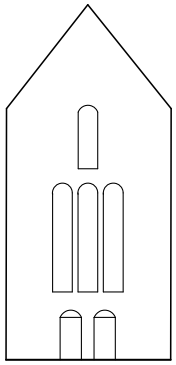
4.3.1 Typologie des façades

La typologie retenue, présentée au Tableau 4.2, est représentative de l'ensemble des églises du Québec et non strictement de celles de notre inventaire, les modèles-type étant souvent la reproduction de l'œuvre d'un architecte de renom ou d'une période donnée. À partir de ces cinq modèles, une large gamme de façades peut être générée en faisant varier les dimensions et les matériaux.

L'analyse porte sur des modèles génériques 1-A, 1-B, 2, 3 et 5 assimilables aux typologies respectives illustrées au Tableau 4.2 et dont les dimensions sont présentées en annexe XII, p. 197. La façade 1-B représente les plus petites églises de l'inventaire; les dimensions de la façade 1-A ont été réduites de moitié. Le modèle 4, assimilable à une tour, sera analysé à la section 4.3.

Il faut noter les cas particuliers de l'inventaire : 1) l'église Saint-John the Evangelist [66] qui se détache du concept traditionnel des églises par son absence de façade, 2) le modèle à pilastres issu de l'architecture baroque [52] avec l'imposant fronton triangulaire et 3) ceux issus de la renaissance italienne [19] et [63], par exemple. Le modèle italien semble, intuitivement, offrir une plus grande stabilité.

Tableau 4.2 Typologie des façades

	Photos	Plan au sol	Description	Représentation
1 - (Modèle Conesfroy)			- façade simple avec de petites ouvertures - matériau uniforme avec le reste de la structure - pierre grise (M1 et M2) - absence de linteau ou autre redondance - présence de chainage d'angles à considérer - ratio hauteur / largeur proche de l'unité - absence de narthex[10] - façade d'église à nef unique *Photos FPRQ, Plan adapté de (Noppen, 2008)*	
2 – (Architecte Baillargé)			- pierre taillée (M2) - effets d'étage à considérer (3) - grandes ouvertures au 1er niveau - travée centrale (alignée, en saillie ou en retrait selon le cas) assimilable à celle d'un transept-type et des façades des églises anglicanes *Plan : Chaire de recherche du Canada en patrimoine urbain*	

[10] Sorte de hall d'entrée et d'accès aux tours latérales.

Tableau 4.2 (suite) Typologie des façades

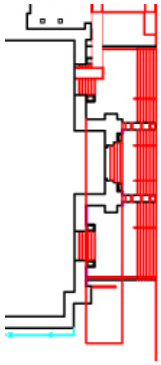
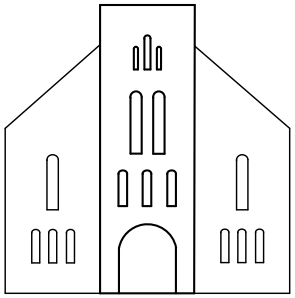
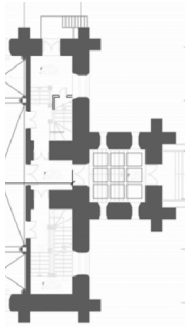
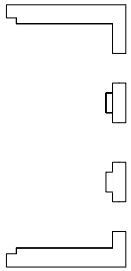
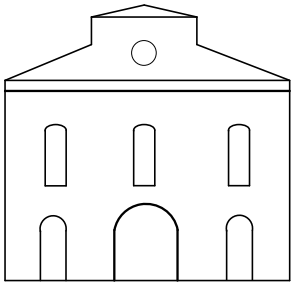
	Photos	Plan au sol	Description	Représentation
3 – (Style néo-roman)			- pierre taillée (M2) - effets d'étage à considérer (2) - grandes ouvertures au 1er niveau - présence de contreforts (trois sections verticales à considérer) - le clocher repose sur la façade et la charpente du toit *Photo et Plan : CRCPU*	
4 – (Façade porche)			- présence d'une tour-clocher en façade (en saillie ou alignée) - comportement actionné par celui de la tour essentiellement - deux panneaux latéraux assimilables à ceux de la façade Sainte-Brigide *Photo et Plan : (Brodeur, 2004)*	Voir tour

Tableau 4.2 (suite) Typologie des façades

	Photos	Plan au sol	Description	Représentation
5 - (Modèle des Récollets)			- pierre taillée massive (M2 et M3) - effets d'étage à considérer (3) - grandes ouvertures au 1er niveau - absence de tour en façade - absence de narthex - façade d'églises à trois nefs	

4.3.2 Facteurs de vulnérabilité

L'information disponible sur les dommages enregistrés au niveau des églises du Québec indique que les façades (portail et transept) sont des éléments vulnérables. Une analyse préliminaire de l'inventaire, basée sur les travaux de Cavaleri *et al.* (2000) permet de dresser les principaux facteurs de vulnérabilité :

1) la connexion avec le reste de l'édifice n'est pas toujours efficace. Avec l'ajout de nouvelles façades apposées sur les anciennes, c'est probablement le seul mur qui n'est pas retenu. Par ailleurs, avec la présence d'un narthex ajouté dans de très nombreux cas après la construction, la façade semble être complètement séparée du reste de l'église.

2) la présence de grandes ouvertures : les trois portes traditionnelles à la base et une multiplicité de niches considérées comme des ouvertures complètes, tout comme les ouvertures remplies par la suite de maçonnerie.

3) les façades sont, en général, construites avec des matériaux de très bonne qualité tels de grands blocs de calcaire taillés avec précision, mais la différence de qualité avec le matériau du reste de la structure limite l'intégrité de leurs connexions.

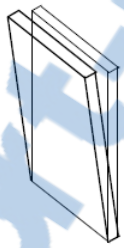
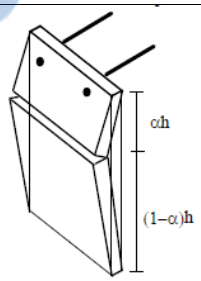
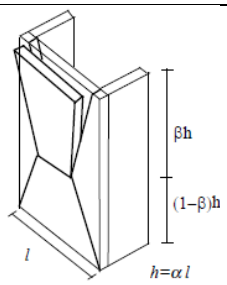
4) la taille de l'élément et la présence de nombreux éléments décoratifs (statues, etc.) présentent une menace pour les espaces publics par les risques d'effondrement.

4.3.3 Vulnérabilité hors-plan

Quatre mécanismes de rupture de la façade sont analysés : le renversement global (MR1), la rupture de la partie supérieure (MR2), l'effet de voûte (MR3) et la fissuration de flexion (MR4) selon la méthode D'Ayala dont les formules sont présentées au Tableau 4.3.

Tableau 4.3 Méthode d'Ayala

Source D'Ayala *et al*. (1997, p. 779)

	Renversement de la façade MR1	**Présence de tirants au haut de la façade MR2**	**Connexion latérale MR3**	**Présence de tirants et connexion latérale M4**
Moment résistant : M	$\frac{tmg}{2}$	$\frac{tmg}{(1-\alpha)}$	$tmg(1-\beta)$	$tmg(1+\beta)$
Capacité équivalente de cisaillement : a (m/s^2)	$\frac{tg}{h}$	$\frac{2tg}{h(1-\alpha)}$	$12\frac{tg(1-\beta)}{h(3-2\beta)}$	$12\frac{tg(1+\beta)}{h(3-2\beta)}$
Mécanisme de rupture				Forme concave MR3

Où :

t est l'épaisseur du mur;

m est la masse excitée (la hauteur de rupture est fixée),

α et β sont des coefficients dépendant de la hauteur de rupture,

g est l'accélération au sol (9,81m/s^2),

h est la hauteur de la façade.

Le Tableau 4.4 montre les valeurs d'accélération causant les dommages MR1 à MR4 pour des épaisseurs de murs de 0,6 et de 1 m obtenus selon les formules de D'Ayala.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 4.4 Coefficient a_g (g) causant le dommage

	MR1		MR2	MR3	MR4
épaisseur mur	**M (kNm)**	**a_g/g**	**a_g/g**	**a_g/g**	**a_g/g**
Typologie 1-A **Hauteur de fissuration MR2 (7,00 m), MR3 et MR4 (12,00 m)**					
0,60 m	602,60	0,04	0,12	0,08	0,46
1,00 m	1673,90	0,06	0,20	0,13	0,76
Typologie 1-B **Hauteur de fissuration MR2 (3,70 m), MR3 et MR4 (5,70 m)**					
0,60 m	130,97	0,07	0,25	0,17	0,85
1,00 m	363,82	0,12	0,42	0,28	1,42
Typologie 2 **Hauteur de fissuration MR2 (7,60 m), MR3 et MR4 (12,50 m)**					
0,60 m	835,15	0,02	0,07	0,07	0,21
1,00 m	2319,85	0,04	0,11	0,12	0,36
Typologie 3 **Hauteur de fissuration MR2 (4,90 m), MR3 et MR4 (11,00m)**					
0,60 m	225,88	0,04	0,12	0,08	0,53
1,00 m	627,44	0,07	0,19	0,14	0,88
Typologie 5 **Hauteur de fissuration MR2 (4,00 m), MR3 et MR4 (8,80 m)**					
0,60 m	487,63	0,05	0,13	0,11	0,56
1,00 m	1354,54	0,08	0,22	0,18	0,94

Pour la typologie 3, le calcul est fait en considérant seulement la travée centrale en saillie. Dans tous les cas, la hauteur de fissuration correspond à l'effet d'étage (présence de linteaux et d'ouvertures). Les détails des calculs sont présentés aux tableaux XIII-A et XIII-B en annexe XIII, p. 202.

Afin de compléter l'analyse, il convient de présenter l'équivalence entre les accélérations maximales au sol avec d'une part la magnitude de séismes et les niveaux d'intensité de l'échelle EMS-98. Il faut souligner que de manière générale les niveaux d'intensité des échelles EMS-98, MSK et MMI sont comparables.

Tableau 4.5 Dommages anticipés en fonction du coefficient d'accélération, de la magnitude et des niveaux d'intensité de l'EMS-98

Adapté de Belmouden et Lestuzzi (2006, p. 26)

PGA (g)	**Magnitude M**	**Niveau d'intensité EMS-98**	**Dommages attendus sur les murs de 0,6m d'épaisseur (Résultats de la présente étude)**
0,025g	<5	Mineur	MR1 – typologie 2
0,05-0,1g	5-5.9	Léger	MR1 – typologies 1-A, 1-B, 3,5 MR2 – typologie 2 MR3 – typologies 1-A, 2,3
0,1-0,25g	6-6.9	Important	MR2 - typologies 1-A, 1-B, 3,5 MR3 - typologies 1-B, 5 MR4 – typologie 2
0,25-0,75g	7-7.9	Fort	MR4 - typologies 1-A, 1-B, 3,5
>0,75g	>8	Majeur (très fort)	MR4 – typologie 1-B

Des dommages peuvent ainsi être anticipés sur les façades de typologie 2 (équivalente à la façade de transept) pour des séismes mineurs. La vulnérabilité est fortement liée à la qualité des connexions avec le reste de la structure. La présence de linteau ou de chainage horizontal et de contreforts diminuera donc la vulnérabilité des murs sollicités hors-plan. Les connexions de type esse ne sont pas considérées comme fiables compte tenu de l'incertitude sur leur conception, leur mise en œuvre et leur résistance effective.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Il convient de souligner que les mécanismes de rupture sont actionnés d'abord pour la typologie 2 alors que la typologie 1-B est la moins vulnérable (valeur d'accélération plus grande bien que le moment résistant soit plus faible).

Le renversement hors-plan du pignon en absence de tirants n'a pas été calculé. La revue de la littérature exhaustive faite dans le cadre de cette recherche montre que ce mécanisme est très fréquent et est activé pour de faibles intensités de séismes (Brennet, Peter et Badoux, 2001; Lang, 2002; Lefebvre, 2004)

Les résultats obtenus peuvent servir de base à la construction de courbes de fragilité des façades avec l'identification de niveaux de dommages. Des informations plus précises sur les bâtiments sont par contre nécessaires pour refléter la vulnérabilité potentielle des façades spécifiques à chaque bâtiment.

4.3.4 Vulnérabilité dans le plan

La vulnérabilité dans le plan est vérifiée de manière théorique en calculant la capacité des bouts de murs de 1 mètre de largeur en faisant varier leur hauteur effective fonction de la hauteur des ouvertures. Le mur est donc considéré comme une multitude de bouts de murs encastrés, reliés entre eux par les linteaux ou les chainages horizontaux comme démontré au paragraphe 2.3.2. Les calculs sont effectués selon la méthode proposée par (Paulay et Priestley, 1992) et sont présentés au tableau XIII-C (*Voir* annexe XIII, p. 202). L'accélération spectrale est calculée en fonction du spectre de réponse de la ville de Montréal.

Le Tableau 4.6 présente la variation des valeurs du rapport d'accélération calculées à la rupture en fonction du rapport hauteur/largeur. Ce calcul prend en compte une accélération verticale de 0,2g :

Tableau 4.6 Valeurs de a_g/g en fonction du ratio h/l des bouts de murs

	Valeur de a_g/g		
Ratio h/l	**0,40 m**	**0,60 m**	**1,00 m**
0,50	0,03	0,13	0,59
1,00	0,03	0,13	0,59
1,50	0,03	0,12	0,56
2,00	0,03	0,09	0,51
2,50	0,03	0,07	0,44
3,00	0,01	0,01	0,33
3,50	0,01	0,01	0,17
4,00	0,00	-0,01	-0,03

Pour une épaisseur de 0,40 m, les valeurs d'accélération causant le dommage sont comprises entre 0,03 et 0,13 alors que pour une épaisseur de 1 m, on enregistre des valeurs qui ne peuvent pas être atteintes compte tenu de l'aléa sismique du Québec. En effet la valeur maximale d'accélération (S_a) pour La Malbaie avec une sismicité élevée est de 2,3g (a_g /g = 0,23). Dans ce cas-ci, la rupture par cisaillement se fera au niveau de bouts de murs dont le ratio atteint 4 (fragilité importante compte tenu des valeurs négatives) alors que pour les épaisseurs comprises entre 0,40 m et 0,60 m la rupture peut se faire pour des séismes de faible intensité avant d'atteindre le ratio limite h/l de 3.

Des bouts de murs avec un ratio supérieur à 4 se retrouvent très peu en façade avec la présence des nombreux éléments architecturaux mais sont assez fréquents au niveau des murs latéraux des grandes églises de Montréal. Dans ce cas, le ratio est atteint avec la présence de contreforts ou d'ouvertures rapprochées.

Par ailleurs, en fonction de la position du bout de murs, des modes de rupture dans le plan différents peuvent intervenir soit le balancement, l'écrasement ou le renversement. Ces

mécanismes sont fonction des ratios h/l et aussi de l'élancement des bouts de murs : les murs trapus (ratio de 3/2) auront ainsi tendance à glisser. Ce phénomène dépend également de la qualité des mortiers.

Les valeurs obtenues indiquent que le cisaillement des bouts de murs est probable pour des séismes de faible intensité. La vulnérabilité en cisaillement des façades est encore reliée à leur géométrie. Une analyse selon les caractéristiques propres à une église aurait permis d'attribuer à chacun des ratios h/l un mécanisme spécifique de rupture (balancement, glissement, renversement).

4.3.5 Récapitulatif des résultats

En plus des éléments de vulnérabilité identifiés, on peut affirmer que :

a) les modes de rupture probables ont été identifiés et les mécanismes de rupture hors-plan et dans le plan sont activés pour des séismes de faible intensité;
b) l'épaisseur des murs détermine la résistance latérale aux deux mécanismes de rupture (hors-plan et dans le plan) et la vulnérabilité des murs est accentuée par l'absence de connexion du pignon pour procurer une restreinte en tête du mur;
c) pour des magnitudes de séismes probable au Québec (M=7 sur l'échelle de Richter), les mécanismes de rupture hors-plan MR1 à MR3 peuvent être observés sur toutes les typologies et le mécanisme MR4 seulement sur la typologie 2;
d) la vulnérabilité liée à la rupture hors-plan (applicable aux murs latéraux) accentue la probabilité de dommages importants puisqu'elle peut amener l'effondrement des toits;
e) la typologie 2 assimilable à la façade de transept est la plus vulnérable compte tenu de son élancement alors que la résistance latérale est plus grande pour la typologie 1-B;
f) la résistance dans le plan des bouts de mur est aussi fonction de la qualité du mortier de pose;
g) la présence de nombreuses ouvertures réduisent la résistance latérale dans le plan en augmentant les rapports h/l des bouts de murs.

4.4 Analyse du comportement des tours

Pour l'analyse des tours, les hypothèses suivantes ont été émises :

- la qualité des matériaux est considérée constante, les défauts sont pris en compte dans la valeur minimale du module E pris égal à 3250 MPa;
- la tour est libre du reste de la structure, seul le déplacement latéral dans un sens est permis (flexion selon l'axe principal);
- le macroélément est considéré parfaitement encastré dans le sol, seuls des modes issus du moment de renversement et de torsion seront activés (Natke et Rainer, 1997);
- la tour est un système linéaire;
- l'excitation dynamique principale agissant sur la tour-clocher provient essentiellement de l'accélération au sol. L'effet dynamique des cloches n'est pas considérable, on suppose que les anciens beffrois en bois atténuent les hautes fréquences de vibration (Hirsch et Bachmann, 1997)

Les étapes telles que définies à la Figure 4.2 comprennent la définition d'une typologie, les analyses modale et dynamique via le logiciel SAP2000 et le bilan énergétique via le logiciel Nonlin. Les résultats permettront de statuer sur la vulnérabilité des tours.

4.4.1 Typologie des tours

Une typologie des tours est plus difficile à établir compte tenu de la grande variété des attributs architecturaux. La Figure 4.3 montre deux structures de l'inventaire : une structure de hauteur moyenne et une des tours les plus élevées. Il faut noter que la différence se situe principalement au niveau de la hauteur de la flèche. La tendance serait de retenir, comme pour les églises italiennes, une typologie basée sur la position du macroélément (un à quatre côtés appuyés à la nef de l'église ou soutenus par des contreforts).

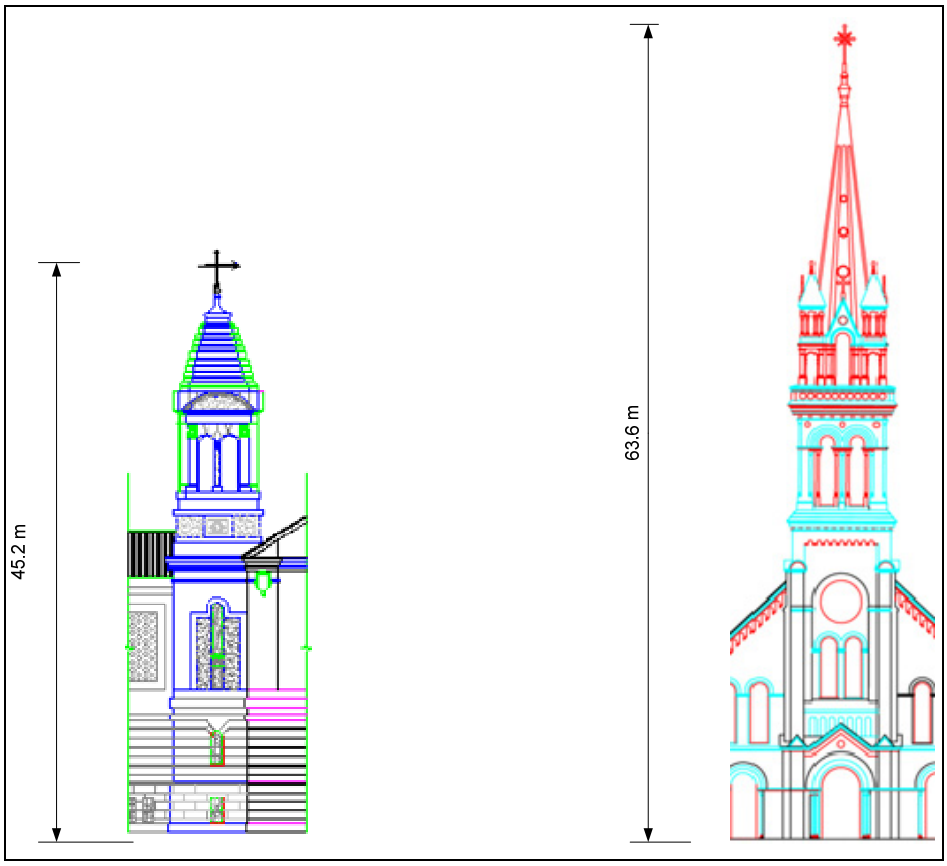


Figure 4.3 Tours-type de base de l'étude.
Plan de la tour à droite fourni par le CRCPU

L'analyse portera sur une tour en maçonnerie (M2) de hauteur moyenne terminée par une cellule de clocher et une flèche en acier. Le sommet représente près de 40% de la hauteur de la structure. Ce modèle est représentatif de l'inventaire.

4.4.2 Facteurs de vulnérabilité

Les facteurs de vulnérabilité des tours résident principalement dans la répartition inégale de la masse et de la rigidité, particulièrement au niveau de la cellule du clocher (*Voir* Figure 4.4). Cette vulnérabilité est accentuée par l'usure de la jonction due aux effets de l'humidité et peut amener à considérer des comportements indépendants de la tour et de la cellule du clocher (Doglioni, Moretti et Petrini, 1994).

Figure 4.4 Particularités des clochers.
Tirée de FPRQ (2003)

TPSGC, RPS et Technology (2000) associent également la performance sismique des tours à cinq autres paramètres :

- la faible capacité en cisaillement causée en grande partie à la détérioration du mortier;
- la présence de contraintes de compression importantes au niveau des fondations qui de manière spécifique sur des sols meubles peut entrainer des fissures aux angles;
- la masse importante de la tour créant une concentration de contraintes de compression à la base;
- l'élancement de la structure;
- la présence de nombreuses ouvertures.

4.4.3 Modélisation

La tour est considérée comme un système élémentaire généralisé à multiples degrés de liberté (5DDL) et la réponse du système est calculée via le logiciel SAP2000. L'effet des cinq étages est fonction de la position des linteaux ou des chainages horizontaux et par la présence des charpentes de planchers des escaliers (*Voir* Figure 4.5). Ces charpentes sont constituées de dalles en béton dont le poids n'est pas pris en compte dans le calcul de la masse, tout comme le poids d'une couche de revêtement intérieur en terra-cotta qui sont réparties de manière uniforme sur la hauteur de la tour (ou aux points de concentration de la masse). Dans le cas

de la tour modèle, le devis descriptif des travaux est disponible et de nombreuses informations pour une modélisation en éléments finis de cette structure sont disponibles (Gascon & Parant Architectes, 1931). Toutefois, seules les caractéristiques de base sont considérées.

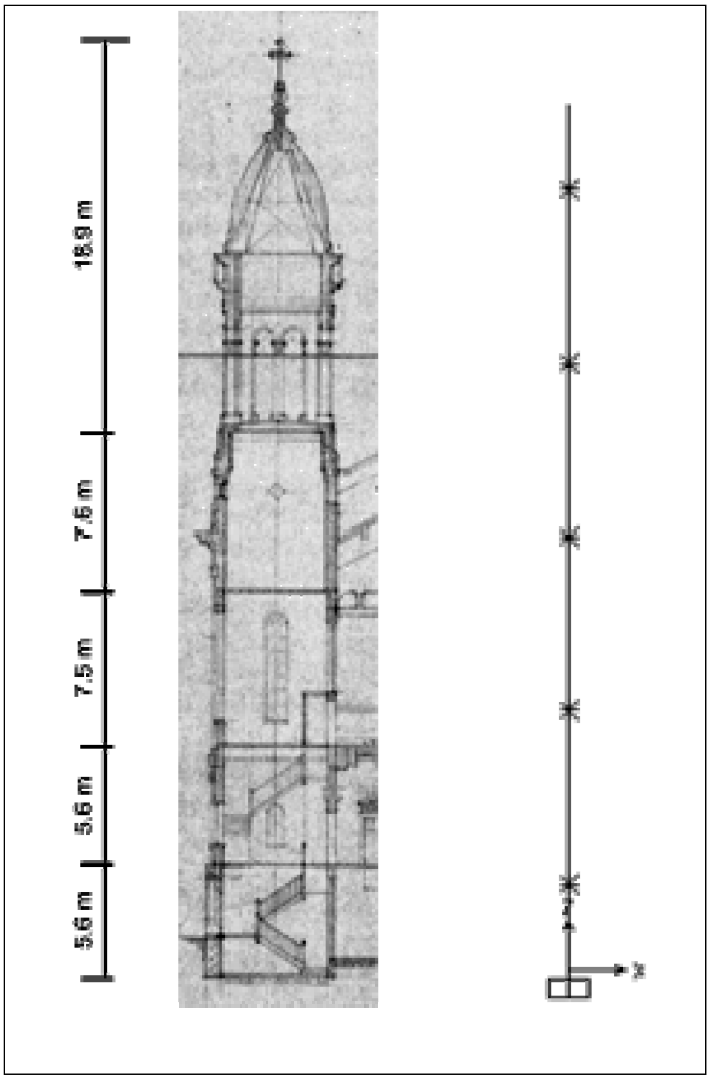


Figure 4.5 Modélisation de la tour de cinq DDL.
Plan fourni par CRCPU

La période fondamentale avait été calculée, dans un premier temps, en appliquant la méthode de Rayleigh au système élémentaire :

$$\frac{}{} \tag{4.2}$$

Avec et qui représentent la masse et la rigidité généralisée du système, calculés selon les équations 4.2 et 4.3, où ψ et Δψ sont respectivement la fonction de forme et sa variation selon les étages. Cette fonction représente la déformée sous l'effet de la gravité ainsi on peut calculer une déformée assez réaliste.

$$\tilde{m} = \sum_{j=1}^{5} m_j \psi_j^2 \tag{4.3}$$

$$\tilde{k} = \sum_{j=1}^{8} k_j \Delta\psi_j^2 \tag{4.4}$$

L'intérêt de cette méthode réside dans le fait qu'une répartition approximative de la masse de la structure conduit à une bonne estimation de la réponse dynamique globale de la structure via la période fondamentale (Lestuzzi et Badoux, 2008; Paultre, 2005). Cette simplification est, dans le cas des tours de l'inventaire, conservatrice puisqu'on sous-estime la masse totale de la structure en utilisant la masse modale; la structure-type étant caractérisée par une répartition inégale, en hauteur, de la masse et de la rigidité. L'analyse modale a été effectuée sur SAP2000. Cette approche nous permet également de prendre en compte l'effet des modes supérieurs de la structure.

Outre l'analyse modale, le comportement dynamique de la structure peut être considéré par l'analyse des échanges énergétiques. La différence du comportement de la structure sous chargement différent est alors plus nette. L'analyse énergétique est faite à partir du logiciel Nonlin en considérant la tour comme un système à un degré de liberté (1 DDL).

Afin de simuler la présence de contreforts efficaces limitant le déplacement latéral de la tour, les contraintes autour des nœuds ont été renforcées progressivement, tout en gardant un étage

Rapport-Gratuit.com

en maçonnerie. Trois tours supplémentaires de quatre à deux degrés de liberté ont ainsi été générées.

4.4.4 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés

La structure est soumise à trois accélérogrammes calibrés pour la province du Québec dont les caractéristiques sont présentées au Tableau 4.7 et à la Figure 4.6. Il s'agit du séisme intra plaque de Nahanni typique de l'Est du Canada et riche en mouvement de hautes fréquences (accélérogramme calibré pour la ville de Montréal) et deux accélérogrammes simulés pour les villes de La Malbaie et Montréal (calibration en fonction du spectre des villes respectives). Il convient de souligner que les distances épicentrales des séismes retenus sont relativement faibles, c'est le cas le plus défavorable dans l'analyse des structures en MNA. Par ailleurs, ces séismes offrent une représentation réaliste en termes de magnitude, de distance et de mouvements de sol (Atkinson et Beresnev, 1998).

Tableau 4.7 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés pour l'étude

Site	**Séisme**	**R (km)**	**M_w**	**PGA (g)**
Montréal	1985 Nahanni Battlement Creek S3, N270°	24	6,5	0,186
La Malbaie	Simulé	20	7,0	1,28
Montréal	Simulé	30	6,0	0,37

Par ailleurs, dans le cadre de l'analyse comparative de structures, l'accélérogramme El Centro (Imperial Valley) à 0,35g est considéré comme une référence et permet dans le cadre de l'étude de tester l'effet d'un séisme long. En fonction du nombre d'accélérogrammes choisis, l'analyse des résultats portera sur les réponses maximales obtenues tel que recommandé par le National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP).

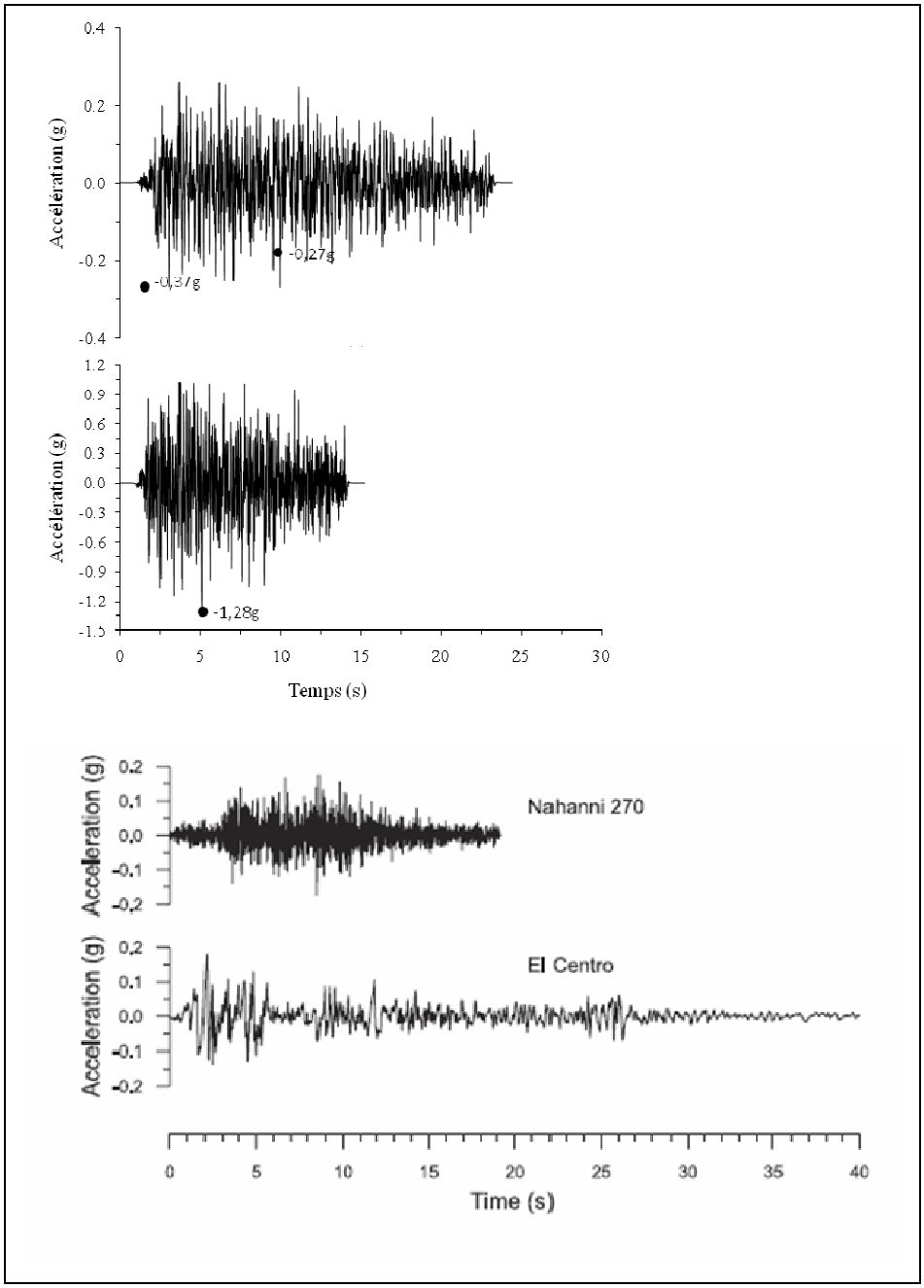


Figure 4.6 Accélérogrammes retenus pour l'étude.
Adapté de Atkinson (1999) , Tremblay, Léger et Tu (2001)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

4.4.5 Caractéristiques du système à cinq degrés de liberté

La tour analysée présente en plan une section régulière intérieure de 5 m * 5 m avec une épaisseur de mur qui varie de 2 m du niveau du sol au premier étage à environ 0,90 m au niveau des étages supérieurs. Le cinquième étage est constitué d'acier. La répartition inégale des ouvertures et de l'épaisseur des murs contribue à une répartition inégale de la masse et de la rigidité des étages.

Tableau 4.8 Caractéristiques du système à 5DDL

Niveau	**Élévation**	**Surface en plan**	**Volume**	**Poids des étages**
	(m)	**(m^2)**	**(m^3)**	**(kN)**
5	45,2	4,8	2,19	165,21
4	26,3	15,96	121,30	2 617,81
3	18,7	15,96	101,13	2 182,52
2	11,2	15,96	74,72	1 612,52
1	5,6	22,36	106,31	2 294,30

4.4.6 Résultats de l'analyse modale

1) La tour à cinq degrés de liberté

La détermination des propriétés dynamiques de la tour est la première étape de l'analyse et les résultats de l'analyse modale effectuée sur SAP2000 sont présentés au Tableau 4.9.

Tableau 4.9 Réponse modale de la tour à cinq degrés de liberté

Mode	**Période (s)**	**Ratio de participation (cumulatif)**	**Effort tranchant à la base (kN)**	**Moment de flexion à la base (kNm)**	**Déplacement au sommet Δ_c (mm)**
1	1,00	0,72	-1 001,874	-26 027,52	47,10
2	0,32	0,78	2 810,176	-8 805,48	36,30
3	0,22	0,81	4 399,784	22 671,49	-14,30
4	0,14	1,00	-27 094,59	-91 649,90	-0,30
5	0,08	1,00	0,68	228 586,95	-235,80

La période varie de 1 s à 0,13 s pour les quatre premiers modes latéraux qui participent à la réponse de la structure. Au cinquième mode correspond la valeur maximale de moment fléchissant alors que l'effort tranchant est minimal. C'est une réponse très différente de celle attendue d'une structure ordinaire, puisque les modes supérieurs ont surtout une influence sur les efforts tranchants. Ce résultat n'a toutefois pas de conséquences sur l'analyse puisque le cinquième mode n'est pas prépondérant.

Par ailleurs, c'est une structure dont la période est comparable à celles des tours retrouvées dans la littérature dont la période fondamentale varie entre 0,8 s et 2,2 s (*Voir* Tableau 4.10). Ce sont des structures vulnérables du point de vue sismique. On considère généralement que les structures dont la période est comprise entre 0,75 s et 1,25 s sont sensibles aux amplifications dynamiques car elles sont considérées comme des constructions élancées ou « slender construction » (TPSGC, RPS et Technology, 2000).

Tableau 4.10 Réponse comparée de différentes tours

Référence	**Hauteur (m)**	**Période (s)**			
		Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**	**Mode 4**
(Beconcini, Bennati et Salvatore, 2001)	33,86	≈ 0,83	0,83	-	-
(Ivorra et Pallarés, 2006)	41	0,77	0,67	0,23	0,21
(Gentile et Saisi, 2007)	74,1	1,71	1,41	0,41	0,37
(Lu, 1995)	81,55	1,04	0,82	0,28	0,22
(Binda *et al.*, 2000)	112	2,29	0,60	0,42	0,36

L'ensemble des références présentées sont des cas d'analyse de tours en maçonnerie non armée. Ces études ont été menées en Europe exception faite de l'étude de Lu (1995) réalisée dans le contexte canadien. Des valeurs reliées aux caractéristiques des matériaux utilisées dans cette présente recherche sont tirées de cette source.

2) Modèles génériques

Les modèles génériques ont été soumis à l'analyse modale. Ils représentent des tours de hauteurs différentes. On observe une diminution progressive de la période alors que les valeurs d'effort tranchant et de moment fléchissant demeurent sensiblement identiques (*Voir* Tableau 4.11**)**. Pour ces structures, le premier mode de vibration est prépondérant. Leur analyse pourrait se faire en considérant un système à un DDL. Les caractéristiques géométriques étant les mêmes, la vulnérabilité sera donc fonction des conditions de site.

Tableau 4.11 Réponse modale des tours génériques

Mode	Période (s)	Ratio de participation (cumulatif)	Effort tranchant à la base (kN)	Moment de flexion à la base (kNm)	Déplacement au sommet Δ_c (mm)
Tour à 4 degrés de liberté					
1	0,97	0,92	-1 036,55	-27 580,99	47,70
2	0,32	0,98	-2 489,82	7 010,15	-36,61
3	0,22	1	-3 110,47	-21 175,09	13,12
4	0,08	1	-1,71	228 586,95	-235,80
Tour à 3 degrés de liberté					
1	0,72	0,94	1 647,46	48 002,77	-53,14
2	0,26	1	3 131,63	26 659,96	30,34
3	0,08	1	-31,57	-229 012,78	235,8
Tour à 2 degrés de liberté					
1	0,46	0,99	-3 127,88	-100 693,65	61,11
2	0,08	1	810,17	-210 292,77	235,80

4.4.7 Résultats de l'analyse dynamique

Afin de mieux caractériser la vulnérabilité sismique des tours, une analyse linéaire temporelle par intégration numérique directe des tours à cinq DDL et deux DDL est effectuée sur SAP2000. Un amortissement de 3 % est considéré comme recommandé pour la maçonnerie. Les valeurs maximales des efforts et moments à la base et des déplacements au sommet résultant de l'analyse dynamique des tours de cinq DDL et deux DDL sont présentés au Tableau 4.12.

Tableau 4.12 Résultats de l'analyse dynamique

Séisme	Effort tranchant à la base (kN)	Moment de flexion à la base (kNm)	Déplacement au sommet Δ_d (mm)
Tour 5DDL			
El Centro	1 507,87	3229,05	9,30
	-1 614,53	-3015,74	-19,90
La Malbaie	904,64	2536,44	2,10
	-1 268,22	-1809,29	-9,20
Montréal	463,78	717,11	4,60
	-358,56	-927,56	-9,30
Nahanni	58,69	102,07	0,20
	-51,04	-117,39	-0,70
Tour 2 DDL			
El Centro	1 997,28	3 563,63	5,10
	-1 781,82	-3 994,57	-4,50
La Malbaie	5 243,27	9 659,23	4,40
	-4 829,61	-10 486,54	-3,50
Montréal	698,50	1 268,67	5,00
	-634,34	-1 397,00	-6,50
Nahanni	283,44	372,12	0,30
	-186,06	-566,88	-0,50

En fonction des objectifs de la recherche, la demande établie dans l'analyse dynamique est comparée aux valeurs obtenues dans l'analyse modale (capacité) selon l'équation 4.5 tel que recommandée par TPSGC, RPS et Technology (2000, p. 77) pour une analyse linéaire :

$$\Delta_D \leq k\Delta_C \tag{4.5}$$

où :

k est un coefficient de réduction pris égal à 0,75;

Δ_C, la capacité du système;

Δ_D, la demande maximale établie dans l'analyse dynamique.

Tableau 4.13 Comparaison de la demande aux valeurs de résistance

Séisme	V_d/V_c	M_d/M_c	Δ_d/Δ_c
Tour 5 DDL			
El Centro	1,61	0,12	0,20
La Malbaie	1,27	0,07	0,20
Montréal	0,46	0,04	0,20
Nahanni	0,06	0,01	0,01
Tour 2 DDL			
El Centro	0,64	0,04	0,08
La Malbaie	1,68	0,10	0,07
Montréal	0,22	0,01	0,11
Nahanni	0,09	0,01	0,01

Seuls les rapports des efforts de flexion pour les séismes de la Malbaie (les deux tours) et El Centro (tour 5DDL) dépassent largement les valeurs élastiques admissibles. Par ailleurs, les tours reprennent l'ensemble des moments de flexion et les déplacements provoqués par les séismes sont très faibles.

Les résultats en termes de pseudo accélération au sol sont présentés (*Voir* Figures 4.7 et 4.8).

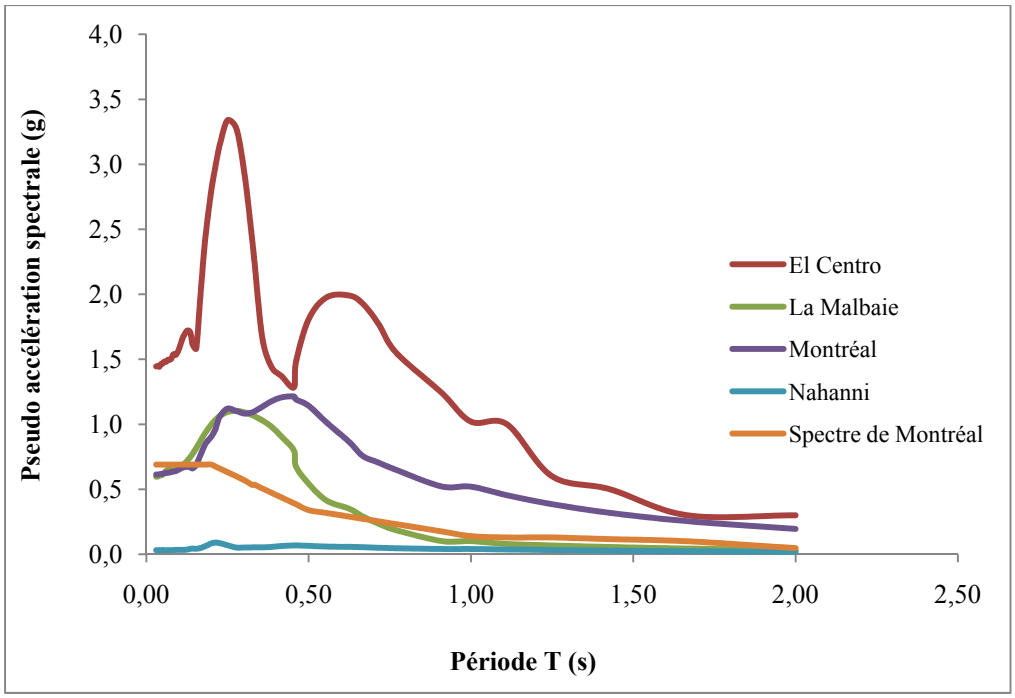


Figure 4.7 Réponse spectrale de la tour 5DDL (T_1=1s).

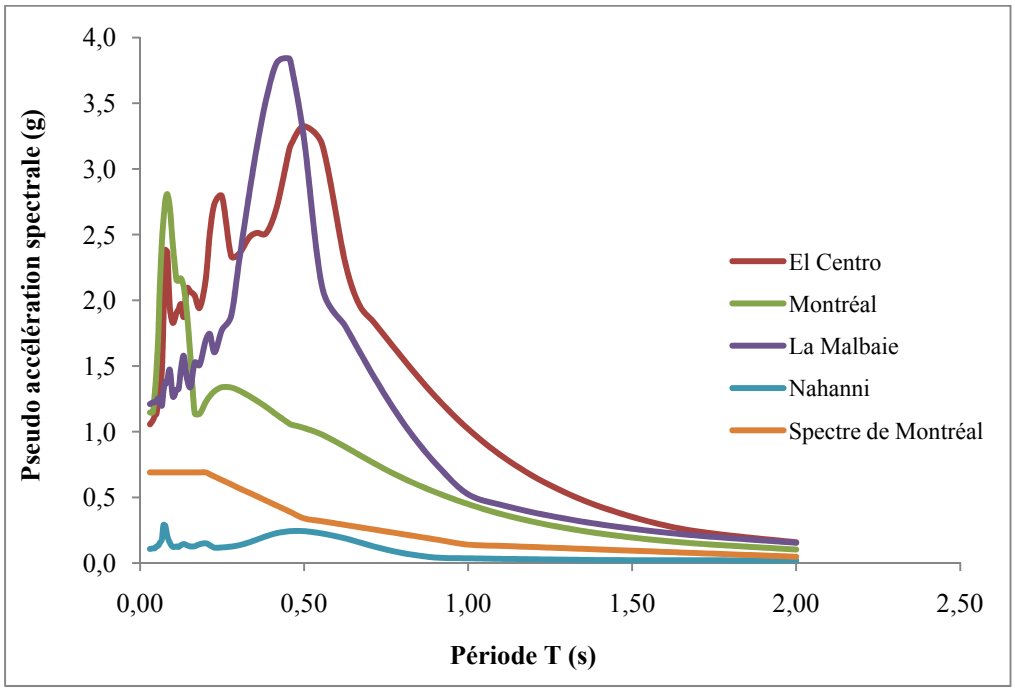


Figure 4.8 Réponse spectrale de la tour 2DDL (T_1=0,461s).

4.4.8 Discussion des résultats de l'analyse dynamique

Deux modèles génériques de tours ont été analysées et les principaux résultats sont les suivants :

- les tours n'ont pas un comportement linéaire favorable à La Malbaie;
- pour la tour à deux DDL, le spectre de réponse montre des accélérations maximales autour de la période naturelle alors que pour la tour à cinq DDL, les valeurs correspondantes d'accélération sont proches du spectre de réponse de Montréal, exception faite de l'accélérogramme El Centro;
- la tour à deux DDL entre en résonance sous l'effet des séismes El Centro, Montréal et la Malbaie;
- l'accélération mesurée est très faible sous l'effet du séisme de Nahanni, les valeurs trouvées se situent très en dessous des spectres de réponse des villes de Montréal et de La Malbaie, les structures sont peu vulnérables au séisme de Nahanni;
- en considérant la valeur maximale du coefficient d'accélération de 0,35 obtenue pour les tours (accélération au sol de 3,5 m/s^2) et les résultats de l'analyse du comportement dans le plan des murs, il convient de souligner la vulnérabilité au cisaillement des murs dont l'épaisseur est inférieure à 0,60 m.

4.4.9 Analyse énergétique et discussion des résultats

Les tours de cinq DDL et deux DDL ont ensuite été modélisées sur le logiciel Nonlin comme des systèmes à 1DDL en respectant les caractéristiques du système et les paramètres des analyses modale et dynamique (Voir tableau XIV-A en annexe XIV, p. 209). Ces systèmes ont été soumis à l'accélération du séisme El Centro pour lequel aucune conclusion spécifique n'a pu être tirée suite à l'analyse dynamique. Le tableau 4.14 présente un résumé des résultats.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 4.14 Résultats de l'analyse linéaire sur Nonlin

	Tour 5DDL	**Tour 2DDL**
Accélération au sol (m/s^2)	8,09	10,31
Déplacement (m)	0,15	0,06
Énergie dissipée (m-kN)	786,62	278,96
Total des forces (kN)	3 091,22	969,67

Les principales conclusions sont les suivantes :

- cette analyse linéaire confirme les tendances de l'analyse dynamique en termes d'accélération maximale au sol avec une valeur supérieure pour la tour deux DDL et de déplacement avec une valeur maximale pour la tour à cinq DDL;
- la position de la courbe reliée aux valeurs d'accélération au sol de la figure 4.7 est confirmée;
- on ne peut plus parler de dispersion des résultats du séisme El Centro dans le cas de la tour à cinq DDL, celle-ci doit être considérée comme vulnérable à cette accélération au sol et au type de séisme puisqu'elle entre en résonance;
- dans les deux cas, la dissipation de l'énergie est fonction essentiellement de l'amortissement (*Voir* Figures XIV-A et B en annexe XIV, p. 209);
- l'énergie dissipée par la tour à cinq DDL vaut environ 3 fois celle de l'autre tour, tout comme les valeurs de forces internes avec une valeur maximale de 786,62 m-kN.

CHAPITRE 5

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES ÉGLISES

L'évaluation de la vulnérabilité sismique de l'ensemble des églises constitue l'objet central de ce chapitre. Comme la majorité des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité retrouvées dans la littérature, une classification basée sur l'EMS-98 est proposée. Dans les chapitres précédents, l'attention a été mise sur la compréhension des mécanismes de défaillance des macroéléments et l'identification des paramètres de vulnérabilité sismique. Ce sont ces paramètres qui serviront à moduler l'indice de vulnérabilité des différents bâtiments et à tracer des courbes de vulnérabilité. Cette proposition demeure une étude comparative théorique qui permet d'identifier les structures les plus vulnérables qui nécessitent une évaluation plus détaillée.

Un formulaire d'évaluation rapide qui pourrait aider les propriétaires et gestionnaires des églises à déterminer si les bâtiments sont susceptibles d'être endommagés par un séisme est proposé. Compte tenu de l'information déjà disponible sur les églises, notamment le carnet de santé (*Voir* paragraphe 5.5.2) et les fiches élaborées par la FPRQ, ce sont des informations complémentaires qui seront collectées.

L'effet des éléments non structuraux n'est pas pris en compte. On note néanmoins que les dommages subis par ces éléments, dans des zones de faible sismicité, peuvent entrainer des coûts supérieurs à ceux liés à la réparation de la structure elle-même (TPSGC, RPS et Technology, 2000).

5.1 Choix et adaptation de la procédure d'analyse

La procédure proposée (*Voir,* Figure 5.1) combine le calcul du dommage moyen μ_D (Giovinazzi, 2005; Lagomarsino *et al.*, 2000) et les facteurs de vulnérabilité analysés aux chapitres précédents. L'intérêt principal de la méthode proposée est qu'elle est applicable tant aux structures d'église qu'à une tour isolée (un seul cas recensé dans l'inventaire).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

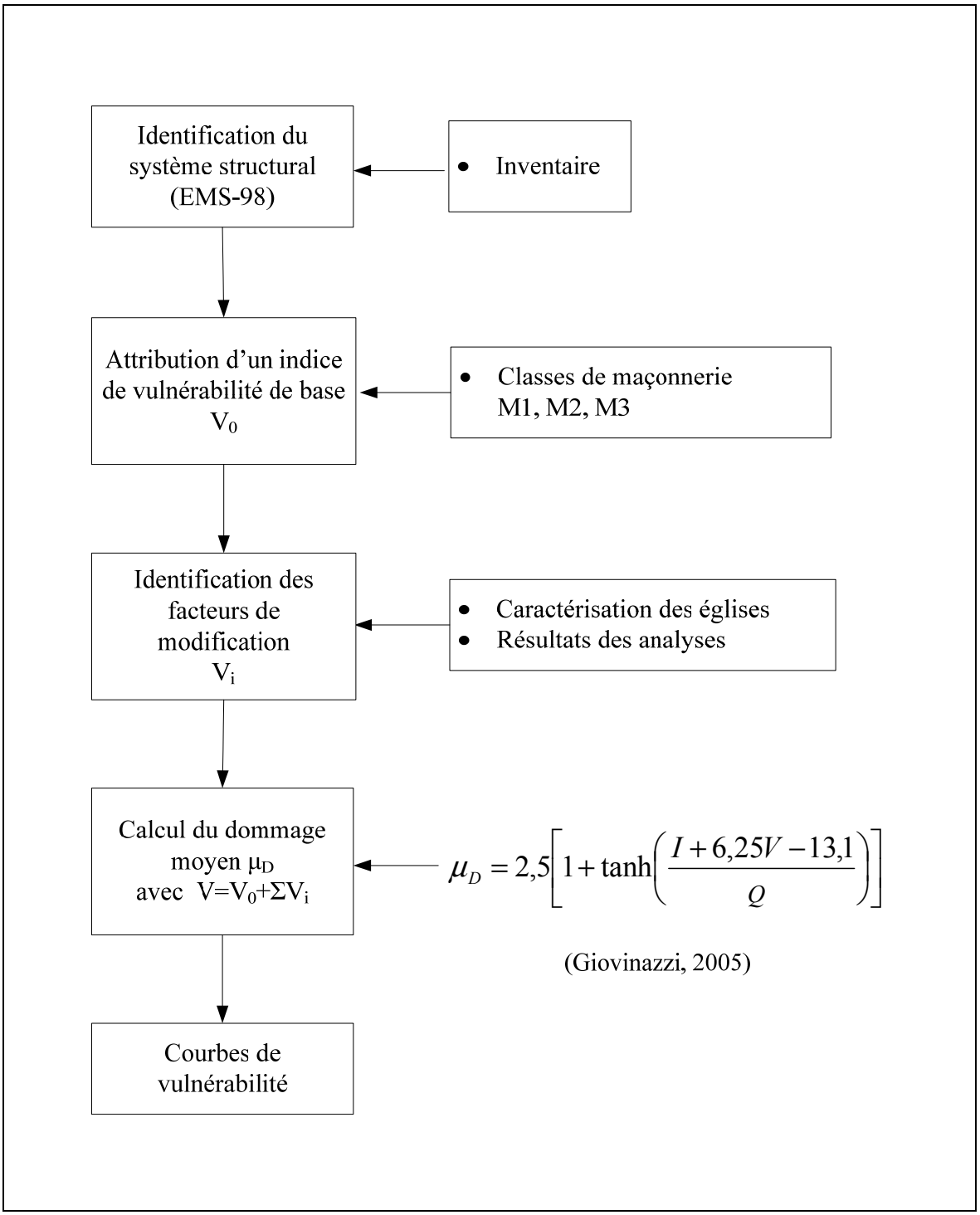


Figure 5.1 Méthode d'évaluation sismique proposée.

C'est avant tout une méthode qualitative et seules les conditions limites sont prises en compte dans cette étude. Il s'agit de capter les caractéristiques essentielles des églises en vue

d'obtenir des courbes de vulnérabilité théoriques. Ces dernières représenteront la variation du dommage moyen, fonction de l'intensité macrosismique. En traçant les courbes pour les différents édifices, il est possible de répartir statistiquement cet ensemble par niveau de dommage et ceci, pour une intensité de séisme donné. Une échelle de dommages spécifiques aux églises peut alors être générée. Malgré les hypothèses théoriques retenues pour cette procédure, la démarche constitue une première évaluation de la vulnérabilité sismique des églises du Québec. Les différentes étapes sont développées dans les paragraphes suivants.

5.2 Attribution d'un indice de vulnérabilité de base

Au paragraphe 3.4.4, une typologie des églises basée sur la qualité des matériaux a été définie. L'attribution d'un indice de vulnérabilité de base V_0 à chacune de ces classes est faite par analogie aux propositions de Giovinazzi (*Voir* Tableau 5.1).

Tableau 5.1 Indices de vulnérabilité de base des églises et les tours de l'inventaire

Qualité de la maçonnerie	**Indices de vulnérabilité**				
	V^{min}	V^{-}	V_0	V^{+}	V^{max}
M1. - Maçonnerie en moellons bruts ou pierres tout venant					
M1a.- Moellon brut, pierre tout venant	0,62	0,79	0,87	0,95	1,02
M1.b - Pierres disposées régulièrement	0,46	0,66	0,74	0,82	1,02
M2 - Maçonnerie en pierres taillées ou moellons dressés					
M2.a - Pierres taillées dressées en parement	0,46	0,66	0,74	0,82	1,02
M2.b - Pierres taillées sur toutes les faces	0,30	0,53	0,62	0,70	0,86
M3 - Pierres massives	0,30	0,53	0,62	0,70	0,86

La valeur de cet indice ainsi que les valeurs limites sont reprises du Tableau 2.1 (p. 31) avec une révision des valeurs de V^{-} et V^{+}, calculés pour prendre en compte l'absence de données

pour le Québec. Le score final ne devrait pas excéder les valeurs limites V^{min} et V^{max}. Toutefois un dépassement correspondrait respectivement à une faible vulnérabilité et un bâtiment à haut risque.

La valeur unique de l'indice de base V_0= 0,89 appliquée aux églises dans les travaux de Giovinazzi (2005) n'a pas été retenue, car elle limite la prise en compte de la qualité de la maçonnerie et du système porteur.

5.3 Identification des facteurs de modification

C'est l'étape qui spécifie la démarche dans le contexte québécois. Il s'agit de considérer l'ensemble des paramètres influents sur la vulnérabilité sismique des bâtiments qui ont été analysés. Un pointage est attribué à chacun de ces paramètres, de manière comparative, selon son effet anticipé sur la vulnérabilité (*Voir* Tableau 5.2). Par exemple, une structure classée E au patrimoine se verra attribuer une cote négative alors que le classement A indiquant une structure à protéger aura une cote positive. La valeur retenue de ce pointage est inspirée des tableaux présentés en annexe V, p. 152. Il ne fait aucun doute que ces coefficients sont imprécis mais ils permettent néanmoins de prendre en compte les particularités des structures.

1) Les typologies de l'inventaire

- l'année de construction est reliée à la résistance de l'ossature d'origine ;
- des objectifs de conservation et de protection ont été associés au classement au patrimoine (classes A à E);
- les classes de vulnérabilité définies par GNDT (1994) reliées à la forme du plan au sol sont retenues. Un guide est proposé (*Voir* annexe XV, p. 212) qui facilite l'attribution d'une cote en fonction des ratios largeur/longueur des plans au sol. De manière générale, le plan rectangulaire correspondra aux deux classes de plus faible vulnérabilité (A et B)

alors que la typologie « croix grecque » est celle qui correspondra à la classe la plus faible soit la classe D, les autres plans entrant dans une gamme de classes;

- le paramètre « régularité en plan » est relié à une répartition différente du centre de masse (et éventuellement du centre de torsion) de deux structures ayant le même plan au sol mais qui se différencient avec la présence de murs ou de masses supplémentaires à l'intérieur;
- aucune cote n'est attribuée à la qualité de la maçonnerie prise en compte dans l'attribution de l'indice de base;
- la présence d'une tour augmente la vulnérabilité de l'édifice puisque la possibilité que la tour entre en résonance est présente.

2) Les paramètres reliés au contexte canadien et notamment les recommandations du code national du bâtiment

- la catégorie d'emplacement fait appel à des notions plus complètes que la classe de sol puisqu'elle prend en compte les discontinuités géotechniques d'un site. Ce critère pourrait facilement incorporer les données plus spécifiques de microzonage reliées au phénomène de résonance du sol de fondation;
- l'analyse des tours a bien montré l'effet du niveau de sismicité sur la réponse des structures.

3) les caractéristiques du système porteur

- deux facteurs liés à l'analyse des façades sont retenus : l'épaisseur et l'élancement de l'élément;
- la présence d'éléments non structuraux comme les dômes et les clochers sur les toits accentue la probabilité d'effondrement reliée à la rupture hors-plan des murs latéraux et de façade;
- l'état de dégradation de la structure est aussi une caractéristique de du système porteur.

Tableau 5.2 Facteurs de modification retenus pour les églises
Adapté de Karbassi et Nollet (2008), Giovinazzi, (2005), GNDT (1994)

Facteurs de modification	**Classes**	**Cotes**
Typologie de l'inventaire (section 3.4)		
Année de construction (section 3.4.1)		
- Structure d'acier ou de béton armé	1880-1945	(-0,02)
- Présence d'éléments d'acier (esse)	1850-1880	(0)
- Structure interne en bois ou autre	1760-1850	(+0,02)
- Présence de renforts de bois	1600-1760	(+0,02)
Classement au patrimoine (section 3.4.2)		
- Très faible intérêt suscité	E	(-0,04)
- Intérêt patrimonial faible	D	(-0,02)
- Changement de vocation possible	C	(0)
- Protection contre la démolition	B	(+0,02)
- Patrimoine incontournable	A	(+0,04)
Plan au sol (section 2.2.3 et annexe XV)		
- Cote fonction des dimensions réelles (cotes croissantes de vulnérabilité de A à D du GNDT)	A	(-0,04)
	B	(-0,02)
	C	(+0,02)
	D	(+0,04)
Régularité en plan (section 3.4.3)		
- Vulnérabilité liée aux murs externes	1 nef	(0)
- Présence de murs internes (concentration de contraintes supplémentaires)	3 nefs	(+0,02)
Tour (section 4.4)		
- Présence de tour appuyée à l'édifice	oui	(0)
	non	(+0,02)

Tableau 5.2 (suite) Facteurs de modification retenus pour les églises
Adapté de Karbassi et Nollet (2008), Giovinazzi, (2005), GNDT (1994)

Facteurs de modification	**Classes**	**Cotes**
Paramètres liés aux recommandations du CNBC 2005 (section 2.4)		
Catégorie d'emplacement	Classes A, B, C Classes D et E	(0) (+0,04)
Niveau de sismicité	Faible Modéré Élevé	(-0,02) (0) (+0,02)
Caractéristiques du système porteur (section 3.8, chapitre 4)		
Épaisseur des murs (section 4.5)	$e \geq 1$ m 0,6 m < e < 1 m $e \leq$ 0,60 m	(-0,04) (0) (+0,04)
Hauteur des murs latéraux - Instabilité hors plan limitée - Instabilité dans le plan et hors plan - Instabilité hors plan	 $h \leq 6$ m 6 m < h < 12 m h > 12 m	 (-0,04) (0) (+0,04)
Toiture - Instabilité limitée, présence de tirants - Présence de dôme, clocher	 Non Oui Non Oui	 (0) (+0,04) (0) (+0,04)
État de conservation	Bon Mauvais	(-0,04) (+0,04)

5.4 Courbes de vulnérabilité

Les courbes de vulnérabilité sont tracées à partir de la fonction de μ_D en faisant varier l'intensité macrosismique. La valeur de Q est prise égale à 3, hypothèse conservatrice

comparée à la valeur de 1 du code national. Celle-ci augmenterait par contre la vulnérabilité de l'ensemble. On obtient des courbes hyperboliques représentant la vulnérabilité d'un ensemble de structures. La Figure 5.2 illustre le fuseau des valeurs du dommage moyen qui peut être mesuré sur des églises de M1a de l'inventaire (pierres tout venant disposées irrégulièrement). En considérant les caractéristiques propres à chaque église pour l'attribution des facteurs de modification, de nouvelles courbes pourraient être tracées à l'intérieur du fuseau V^{min} et V^{max}. Les valeurs de la courbe sont présentées au Tableau 5.3.

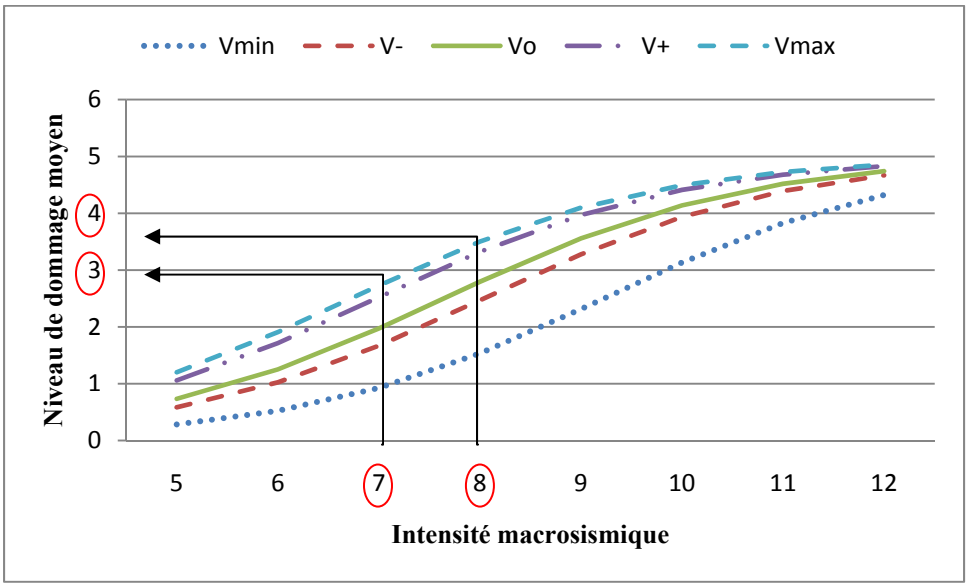


Figure 5.2 Courbes de vulnérabilité - Classe M1a (valeurs de V^{min} à V^{max}).

Pour des intensités maximales de séisme probables pour le Québec comprises entre 7 et 8, on devrait s'attendre à des dommages de niveaux compris entre un et quatre sur l'échelle EMS-98, soit des dommages structuraux légers à l'observation de dommages structuraux importants avec notamment la défaillance des murs, des toits et des planchers. Ces résultats semblent confirmer le niveau de dommages enregistrés sur les églises du Québec. De manière spécifique, en reliant l'intensité à une valeur de coefficient d'accélération (a_g/g) les dommages anticipés peuvent être identifiés, un exemple est présenté à la section 5.6.

Une validation de ces courbes modulées ne pourra cependant se faire que par un relevé systématique des églises de l'inventaire et l'établissement d'une valeur de ductilité équivalente appropriée.

Tableau 5.3 Calcul du dommage moyen pour la typologie M1a

Typologie des églises québécoises	**Indices de vulnérabilité**				
	V^{min}	**V^{-}**	**V_0**	**V^{+}**	**V^{max}**
M1a. Moellon brut, pierre tout venant	**0,62**	**0,79**	**0,87**	**0,95**	**1,02**
Intensité macrosismique (I)	**Dommage moyen μ_D**				
5	0,28	0,58	0,73	1,06	1,20
6	0,52	1,02	1,25	1,72	1,91
7	0,93	1,67	1,97	2,52	2,73
8	1,53	2,47	2,80	3,32	3,50
9	2,31	3,28	3,56	3,97	4,10
10	3,13	3,94	4,14	4,41	4,49
11	3,89	4,39	4,52	4,68	4,73
12	4,32	4,68	4,74	4,83	4,86

5.5 Inventaire des outils disponibles pouvant servir de base à une évaluation

Comme mentionné au chapitre 3, les églises à l'étude constituent un patrimoine connu qui fait l'objet de nombreuses études. Il existe ainsi une documentation importante sur le sujet qu'il convient d'analyser afin de cibler l'information manquante quant à l'évaluation de la vulnérabilité sismique. Les paragraphes suivants sont inspirés des sites respectifs des projets (ÉCQ, 2009; Université Laval et Québec, 2006).

Rapport-Gratuit.com

5.5.1 Projet de modélisation des églises de la ville de Québec

Ce projet est issu d'un partenariat entre la ville de Québec et l'École d'architecture de l'Université Laval. Il s'inscrit dans la perspective de favoriser l'émergence de stratégies de recyclage mettant l'accent sur la conservation de l'architecture et la protection du patrimoine. Outre des objectifs de formation, les travaux de modélisation visent à :

- créer et mettre à la disposition des professionnels et intervenants en architecture, un matériel brut (la maquette numérique) à partir duquel ils peuvent élaborer leurs propositions et leurs projets de restauration ou de conversion;
- générer à partir des maquettes numériques à la fois des images de synthèse, des panoramas et des objets Réalité virtuelle (RV) de très bonne qualité afin de favoriser leur diffusion sur le Web, sur CD et leur publication.

Près d'une centaine d'églises ont ainsi été modélisées mettant à jour l'ensemble de la documentation sur ces structures. Cette information peut servir à la modélisation précise des bâtiments pour des analyses détaillées de vulnérabilité sismique.

5.5.2 Le « carnet de santé »

C'est un formulaire élaboré pour les églises catholiques du Québec. Il présente un sommaire des travaux réalisés de plus de 10 000 $CAD ainsi qu'un relevé complet de l'état de la bâtisse (composantes structurelles et non structurelles). Cette évaluation est menée afin d'établir un plan décennal de travaux. Un guide d'instructions et un lexique accompagnent ce formulaire. L'information disponible sur le site de l'église catholique laisse penser que « les coûts associés à cette opération retardent son application » (ÉCQ, 2009). L'information recueillie par ce biais constitue une base de données considérable puisque environ 74% des 2751 églises répertoriées sont de tradition catholique (FPRQ, 2004).

5.6 Formulaire d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Le formulaire développé est simple d'utilisation et permet de calculer un indice de vulnérabilité équivalent à la somme de l'indice de base et de la cote des facteurs de modification.

FORMULAIRE D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE			
	www.lieuxdeculte.qc.ca		
	Typologie des églises québécoises	**V_0**	**À remplir**
M1	Maçonnerie en moellons bruts ou pierres tout venant		
M1a.	Moellon brut, pierre tout venant	0,87	
M1b.	Pierres disposées régulièrement	0,74	
M2	Maçonnerie en pierres taillées		
M2a.	Pierres taillées dressées en parement	0,74	
M2b.	Pierres taillées sur toutes les faces	0,62	
M3	Pierres massives	0,62	
	Indice de vulnérabilité de base	V_0	
	Paramètres et vulnérabilité analysée	**Cotes**	
	Année de construction		
	1880-1945	-0,02	
	1850-1880	0	
	1760-1850	0,02	
	1760-1850 - travaux de consolidation effectués	0	
	1600-1760	0,02	

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Classement au patrimoine		
E - faible	-0,04	
D - Moyenne	-0,02	
C - supérieure	0	
B - Exceptionnelle	0,02	
A - Incontournable	0,04	
Régularité en plan		
Présence d'une nef	0	
Présence de trois nefs	0,02	
Plan au sol (dimensions)		
A	-0,04	
B	-0,02	
C	0,02	
D	0,04	
Renforcement de la structure		
Instabilité limitée, présence de tirants	-0,08	
Instabilité hors plan des murs (faible connexion des murs)	0,08	
Hauteur des murs latéraux		
h ≤ 6 m	-0,04	
6 m < h < 12m	0	
h ≥ 12m	0,04	
Toiture		
- Instabilité limitée, présence de tirants	0	
- Présence de dôme (absence de connexion)	0,04	
Épaisseur des murs		
e ≥ 1 m	-0,04	
e ≤ 0,6 m	0,04	
État de conservation		
Bon	-0,04	
Mauvais	0,04	
Type de sol		
Classes A, B, C	0	
Classes D et E	0,04	
Niveau de sismicité		
Faible	-0,02	
Modéré	0	
Élevé	0,02	
Indice de vulnérabilité		0

Ce formulaire est structuré de la manière suivante :

- la première partie sera constituée de la fiche signalétique du lieu de culte élaboré par la FPRQ. Cette fiche comprend les données générales du bâtiment : nom, localisation typologie au sol, propriété et caractéristiques principales;
- la deuxième partie élaborée sur MS Excel contient les facteurs de modification et permet de déterminer automatiquement l'indice de vulnérabilité.

Ce formulaire a été testé sur 20 églises de l'inventaire, l'exemple de l'église Sainte-Brigide [93] est présenté en annexe XVI, p. 213. La cote obtenue est élevée et vaut 1,00/1,02 en prenant le cas le plus défavorable pour le critère de l'épaisseur des murs (donnée non disponible).

Pour cette cote et pour une intensité de 7 correspond une valeur du coefficient d'accélération $a_g/g \leq 0{,}25$ et donc les dommages anticipés suivants : la rupture hors-plan de la façade de type 3 prépondérante selon les mécanismes MR1 à MR3 et une rupture en cisaillement de bouts de murs latéraux, compte tenu de l'absence d'effet d'étage au niveau de ces derniers.

Le choix de présenter ce cas est intéressant puisqu'un projet de conversion de cette église est en cours d'élaboration[11]. Ce projet prévoit de conserver la partie avant (façade jusqu'à la première travée) de la structure actuelle comme lieu de culte et un nouveau bâtiment serait construit à l'arrière. Il convient de souligner que cette église classée A (incontournable) au patrimoine serait à protéger, d'où l'intérêt de développer une connaissance plus approfondie sur le comportement des structures en MNA.

[11] Source, CRCPU.

CONCLUSION

L'objectif principal de cette recherche était d'évaluer la vulnérabilité sismique de l'ensemble des églises en maçonnerie de pierre du Québec, construites avant 1945 et de proposer une méthode d'évaluation globale.

Nous avons débuté la recherche avec une revue de l'information disponible sur la province de Québec quant au risque sismique qui y est associé et des dommages enregistrés. De cette première étape d'analyse, il résulte que :

- la majorité des églises endommagées sont concentrées autour des régions épicentrales caractérisées par des secousses de haute fréquence;
- les dommages enregistrés affectent en premier lieu des parties de l'édifice : la tour, les façades latérales, les cheminées et des biens meubles situés à l'intérieur;
- bien que limitée à quelques cas, l'observation de ces dommages, à l'échelle de la province, présente de nombreuses analogies avec le comportement des églises italiennes, notamment la présence de dommages localisés par rupture hors-plan ou dans le plan.

Au chapitre 2, l'analyse des différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises a fait ressortir de nombreux points communs :

- l'observation des dommages subis par les églises a permis d'identifier les facteurs de vulnérabilité comme l'état de la construction, la qualité des matériaux et des connexions de la structure, l'année de construction;
- l'approche par macroéléments découlant de l'observation des dommages et basé sur l'hypothèse d'un comportement indépendant des parties de l'église s'applique à des structures d'architecture simple;
- en ce qui concerne les évaluations de famille de structures, l'importance est mise davantage sur les aspects qualitatifs que quantitatifs, d'où la prévalence de l'utilisation

des méthodes analytiques basées entre autres sur l'approche par macroéléments et des typologies connues GNDT, EMS-98.

Le chapitre 3 présente l'inventaire des églises de Montréal, représentatives de l'ensemble de celles du Québec. Ce sont des structures issues d'une architecture fonctionnelle, d'inspiration française, avec de nombreux points structuraux communs, ce qui permet une analyse globale de leur vulnérabilité. Les églises ont été regroupées en quatre classes typologiques : l'année de construction, la classification au patrimoine, le plan au sol et la qualité de la maçonnerie et leurs caractéristiques structurales globales ont été déterminées. Il demeure néanmoins de nombreuses incertitudes quant au système de résistance et des effets des nombreux travaux de réhabilitation et de consolidation effectués au fil des ans. Des conditions minimales et optimales ont alors été retenues.

Au chapitre 4, nous avons procédé à l'analyse de la capacité des macroéléments façade et tour-clocher à résister aux forces sismiques selon des approches différentes :

1) Les façades ont été regroupées en cinq classes représentatives des principaux courants architecturaux retrouvés au Québec et l'analyse de capacité a porté sur cinq mécanismes de rupture connus. Les principaux résultats sont les suivants :

- des dommages sont anticipés sur les façades de typologie 2 (équivalente à la façade de transept) pour des séismes mineurs;
- la vulnérabilité est fortement liée à la qualité des connexions avec le reste de la structure assimilable à un renforcement parasismique;
- les mécanismes de rupture sont actionnés d'abord pour la typologie 2 alors que la typologie 1-B est la moins vulnérable;
- la rupture dans le plan analysée en considérant le comportement de bout de murs sera actionnée pour un ratio hauteur/largeur de 4 pour toutes les épaisseurs de murs considérés;

- l'utilisation des méthodes analytiques permet d'analyser le comportement hors-plan de la façade et de déterminer la position du dommage.

2) Le choix de la tour étudiée, des modèles génériques et la modélisation qui en a été faite tiennent compte des objectifs suivants : la représentativité comparée à l'inventaire et la prise en compte de la répartition inégale des masses. Contrairement aux façades, l'analyse de la tour a porté seulement sur son comportement élastique. La tour est caractérisée par sa période naturelle et de cette valeur dépend son comportement relié à l'aléa local et régional. Les principaux résultats sont les suivants :

- les tours n'ont pas un comportement linéaire favorable à La Malbaie;
- pour la tour à deux DDL, le spectre de réponse montre des accélérations maximales autour de la période naturelle alors que pour la tour à cinq DDL, les valeurs correspondantes d'accélération sont proches du spectre de réponse de Montréal, exception faite de l'accélérogramme El Centro;
- sous l'effet de ce signal, l'énergie dissipée par la tour à cinq DDL vaut environ trois fois celle de l'autre tour, il convient de noter la vulnérabilité de cette grande tour pour ce type de séisme;
- la tour à deux DDL entre en résonance sous l'effet des séismes El Centro, Montréal et la Malbaie;
- l'accélération mesurée est très faible sous l'effet du séisme de Nahanni, les valeurs trouvées se situent très en dessous des spectres de réponse des villes de Montréal et de La Malbaie, les structures sont peu vulnérables au séisme de Nahanni;
- en considérant la valeur maximale du coefficient d'accélération de 0,35 obtenue pour les tours (accélération au sol de 3,5 m/s^2) et les résultats de l'analyse du comportement dans le plan des murs, il convient de souligner la vulnérabilité au cisaillement des murs dont l'épaisseur est inférieure à 0,6 m.

Le dernier chapitre concerne l'évaluation sismique de l'ensemble des églises du Québec. Un indice de vulnérabilité est calculé en partant d'une valeur de base établie par une équipe de chercheurs italiens selon les classes de vulnérabilité EMS-98. Cet indice est modulé en fonction des facteurs de vulnérabilité dont l'effet a été démontré aux chapitres précédents. En plus des valeurs généralement retenues pour les bâtiments en maçonnerie et les églises, des facteurs spécifiques au contexte de recherche sont introduits. Des courbes de vulnérabilité sont tracées et montrent que des dommages enregistrés seront d'un niveau supérieur à celui d'un bâtiment courant en maçonnerie non armée.

Dans l'ensemble, l'étude reste encore conservatrice car certaines hypothèses simplificatrices comme l'isotropie des matériaux et la valeur de la ductilité des structures ont été faites. Toutefois, les résultats peuvent, à court terme, être utilisés par les gestionnaires d'église quant au type d'interventions à mener pour consolider les bâtiments et identifier ceux à prioriser en fonction de l'aléa sismique local.

RECOMMANDATIONS

Dans cette recherche, nous avons analysé le comportement de macroéléments génériques et évalué la vulnérabilité des églises du Québec, en partie sur la base d'outils développés en Europe et dont les hypothèses ne sont pas toujours disponibles. L'état actuel des connaissances sur le comportement des structures en maçonnerie non armée au Québec a limité le développement des courbes de capacité et l'étude comparative. Compte tenu de l'intérêt de l'évaluation sismique des bâtiments existants, il convient :

a) d'étudier le comportement réel des murs en maçonnerie et de développer des critères permettant d'identifier les modes de rupture et de développer une méthode analytique adaptée au contexte québécois; des prélèvements pourraient être effectués sur des bâtiments ciblés par la démolition et des mesures de la vibration ambiante pourrait être prises;
b) d'étudier le comportement spécifique des éléments non structuraux ou structures secondaires présents au niveau des toitures d'églises (cheminée, dôme) ou de la partie supérieure des clochers. Cette évaluation pourrait se faire en utilisant les approches développées autour de la méthode de calcul de la réponse sismique au plancher (floor response analysis) ;
c) de développer des modèles de base spécifiques aux structures en maçonnerie amenant à une standardisation des courbes de capacité et des facteurs de prise en compte de la ductilité pour des valeurs supérieures à l'unité et de l'effet du sol, par exemple;
d) d'étudier le comportement d'une structure globale à partir de modèle en éléments finis afin d'en déterminer la performance et de confirmer les hypothèses et l'adaptabilité de l'approche par macroéléments dans le contexte québécois. Cette étude pourrait porter sur un bâtiment classé au patrimoine et dont la conservation est incontournable;
e) de développer une expertise autour des mesures in situ pour extraire des valeurs de fréquences naturelles des bâtiments, notamment les tours afin de disposer d'une base de données de qualité;

f) de poursuivre l'identification de paramètres mécaniques et structuraux spécifiques aux typologies québécoises;

g) dans une perspective plus globale, la vulnérabilité des biens meubles de ces églises pourrait également être évaluée selon la méthode du CSA-832.

Rapport-Gratuit.com

ANNEXE I

MÉTHODOLOGIE DE RECHERCHE BASÉE SUR LE CADRE DE BASILI

1. Définition			
Motivation	**Objet**	**But**	**Utilisateurs**
Fournir l'information sur la capacité des structures des églises du Québec à résister aux forces sismiques.	Églises construites avant le début du 20e siècle	- Classer des églises selon leur mode de construction (structures et architecture) - Identifier les éléments structuraux influençant la vulnérabilité sismique des églises et définir les modes de rupture principaux - Proposer une méthode d'évaluation rapide de la vulnérabilité sismique des églises adaptée au contexte québecois	Gestionnaires communaux Gestionnaires de biens patrimoniaux

2. Planification		
Étapes du projet	**Intrants du projet**	**Livrables du projet**
Contexte théorique	Revue de la documentation scientifique sur les séismes et sur la protection de biens culturels et	*Livrables intermédiaires* - Notions de base sur la vulnérabilité sismique des églises - Données sur le Québec - Lexique des mots clés
	Revue de la documentation sur le comportement des églises au séisme	- Résumé des méthodes générales d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises - Comparaison des méthodes, avantages et inconvénients - Identification des paramètres de base de l'analyse du comportement - Résumés d'études de cas
	- Revue de la documentation sur le patrimoine religieux du Québec : rapports d'experts, inventaire des lieux de culte du Québec, approche retenue à l'échelle internationale - Revue de la documentation sur l'architecture des églises, historique de leur construction - Inventaire des biens patrimoniaux de la Fondation de protection du patrimoine	- Typologie des églises du Québec et choix des sites de l'étude - Classification en fonction de paramètres à déterminer (année de construction, architecture, etc.) - Fiches signalétiques des églises retenues - Cartographie
	Rencontres avec des personnes ressources dans le domaine de la protection du patrimoine: - Luc Noppen (CRCPU)	- État des lieux sur la protection du patrimoine religieux - Liste définitive des bâtiments de l'étude

2. Planification		
Étapes du projet	**Intrants du projet**	**Livrables du projet**
	- Pierre Beaupré, Architecte	- Méthodologie de visite (détermination des paramètres, type de mesure, etc.) - Fiche de relevé de bâtiment
Analyse descriptive de l'échantillon	- Visites de sites - Fiches signalétiques des bâtiments - Plans - Autres documents pertinents	- Fiche signalétique mise à jour
Étude de cas (évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments-types)	- Logiciel (SAP2000, Nonlin) - Plans	- Identification des modes de rupture et des éléments structuraux contrôlant la vulnérabilité sismique des églises sélectionnées - Description du comportement des bâtiments - Courbes de capacité
Application de la méthode à l'ensemble des églises	- Revue des méthodes générales d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'ensemble de bâtiments / églises - Comparaison des méthodes, avantages et inconvénients - Identification des paramètres de base de l'analyse du comportement	- Analyse des réponses de bâtiments similaires (année de construction, type de bâtiments…) aux séismes afin de valider le comportement des bâtiments - Courbes de fragilité des bâtiments
Analyse des résultats	- Cas concrets utilisant la méthode retenue	*Livrables finaux* - Conclusions de la recherche - Justification de la généralisation de la méthode.

3. Réalisation		
Préparation	**Exécution**	**Analyse des données**
- Revue de littérature - Identification de personnes-ressources	- Collecte de données - Visite des lieux - Validation des données - Révision par des experts	- Analyse préliminaire des données - Analyse formelle des données - Utilisation de logiciels d'analyse structurale (SAP2000, Nonlin)
4. Interprétation		
Contexte d'interprétation	**Extrapolation**	**Travaux subséquents**
- Analyse de la méthode - Conformité de la méthode par rapport aux normes canadiennes (évaluation sismique bâtiment en maçonnerie) - Conformité de la méthode par rapport aux objectifs de l'étude	- Représentativité de l'échantillon - Analyse statistique	- Identification des pistes de recherche à poursuivre

ANNEXE II

DÉTERMINATION DE L'ALÉA SISMIQUE

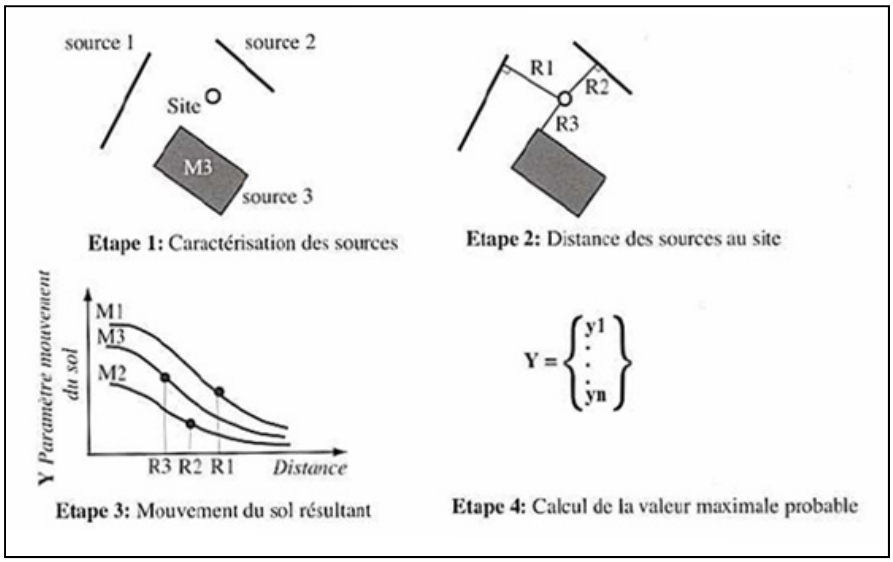


Figure II-A Étapes de l'approche probabiliste dans la détermination de l'aléa sismique.
Tiré de Lestuzzi et Badoux (2008, p. 34)

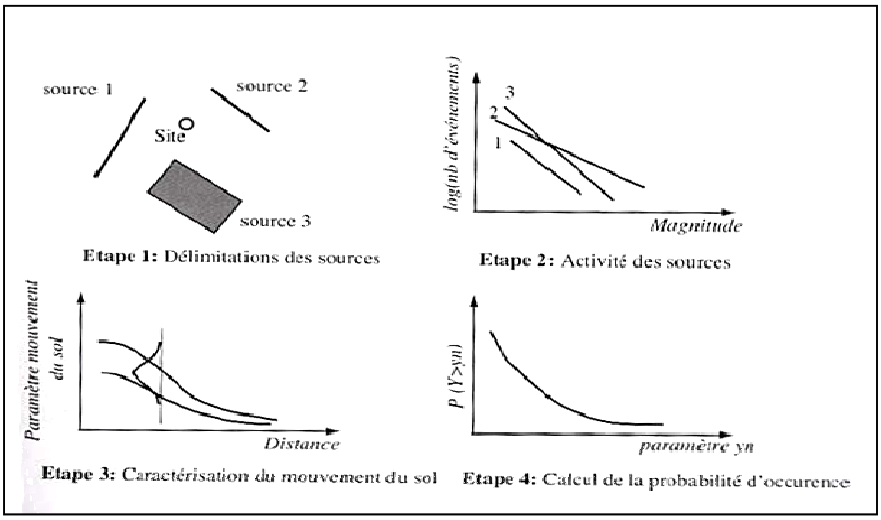
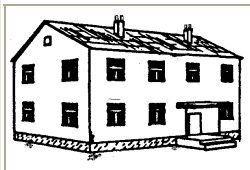


Figure II-B : Étapes de l'approche déterministe dans la détermination de l'aléa sismique.
Tiré de Lestuzzi et Badoux (2008, p. 35)

ANNEXE III

NIVEAUX DE DOMMAGES SELON L'EMS-98

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	**Degré 1: Dégâts négligeables à légers** **(aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)** Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
	Degré 2: Dégâts modérés **(dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)** Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
	Degré 3: Dégâts sensibles à importants **(dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)** Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).
	Degré 4: Dégâts très importants **(dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)** Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
	Degré 5: Destruction **(dégâts structuraux très importants)** Effondrement total ou presque total.

Tiré de Grünthal, Musson et Stucchi (1998)

ANNEXE IV

DOMMAGES ENREGISTRÉS AUX ÉGLISES EN MAÇONNERIE

Tableau IV-A Les séismes importants de l'Est du Canada 1600-1900
Adapté de RNC (2009c)

Date	Lat (°N)	Long (°W)	Magnitude estimée	Zones touchées	Dommages enregistrés au niveau des églises et bâtiments / éléments en maçonnerie
5 fév. 1663	47,6	70,1	7	Charlevoix-Kamouraska	- Dommages non structuraux à l'Église de Beaupré - Affaissement des cheminées
16 sept. 1732	45,5	73,6	5,8	Zone sismique de l'Ouest du Québec, Région de Montréal	- Fléchissement des clochers d'églises. - Dommage léger des maisons en maçonnerie et au Monastère des Récollet. - Dommages structuraux rapportés seulement à Montréal où la majorité des cheminées furent abattues.
6 déc. 1791	47,4	70,5	6	Charlevoix-Kamouraska	- Dommage à l'église de Baie St-Paul et à l'église des Éboulements. - dommage à l'église des Bas des éboulements trois des quatre pans de murs.
17 oct. 1860	47.5	70,1	6	Charlevoix-Kamouraska	- Rivière-Ouelle : clocher de l'église abattu, murs lézardés.
20 oct. 1870	47,4	70,5	6,5	Charlevoix-Kamouraska	- Église de Baie St-Paul : portail écroulé, emportant un morceau de la voûte, murs lézardés (réparation non possibles). - Sainte-Louise : l'église dont l'intérieur est en plâtre a subi de forts dommages. Des pertes considérables et des ornements de la voûte se sont détachés. - St-Pascal : l'église a failli être renversée. - St-Urbain : dommages non structuraux à l'église.

Tableau IV-B Séisme de 1925 - Détails des dommages enregistrés sur les églises

Tiré de RNC (2009c)

Année	Date	Lat (°N)	Long (°O)	Moment sismique M_W	Intensité maximale	Profondeur
1925	28 février	47,8	69,8	6,2	VIII (Mercali)	10 km

- Baie Saint-Paul : L'église catholique, une structure en pierre comprenant une tour de 45 mètres de haut, deux des grosses cloches furent jetées hors de leurs pivots et un mètre cube de pierre fut délogé du dessus de la tour.
- St-Urbain : L'église en pierre, qui avait survécu au tremblement de terre de 1870, fut pratiquement détruite. Le clocher s'est incliné dangereusement vers le nord-est et est finalement tombé.
- Les Éboulements : Beaucoup de plâtre fut craqué dans les maisons et treize cheminées sont tombées-la plupart du temps vers le nord-ouest. Dans plusieurs cas, les murs des maisons en pierre étaient craqués.
- Le Manoir Cabot sur la rive nord du Fleuve St-Laurent, une construction de pierre, a subi de graves dommages. Le mur sud a tombé, les grandes cheminées furent inclinées et la véranda s'est détachée du mur.
- Rivière-Ouelle : l'église, une structure massive construite en 1872, fut grandement endommagée. Les tuyaux d'orgue furent projetées ici et là dans la nef. L'église située sur d'épais dépôts d'argile ont été photographiés (?). L'affaissement hors-plan du mur de maçonnerie non-renforcé (MNR) de l'église, typique pour ce type de structure, est attribuable au manque d'ancrage entre le toit et le mur. Quelques fissures de cisaillement dans le plan des murs sont également visibles. Contrairement à ce qui est énoncé dans Hodgson (1925), l'église n'a pas été démolie après le tremblement de terre. Des pierres des murs furent délogées et la grande cheminée de pierre est tombée sur le toit.
- St-Denis. Le clocher de l'église était très haut et s'est balancé à un tel point que le ciment à la jonction du toit de l'église et du mur de la cheminée s'est effrité. Des statues à l'intérieur de l'église sont tombées vers le sud-est.
- St-Pascal : le village possédait une magnifique église qui avait subit des dommages lors du tremblement de terre de 1870. Les murs très épais furent craqués par ce tremblement et toutes les statues à l'exception d'une sont tombées par terre.
- Shawinigan : Des dommages ont été essentiellement confinés aux effondrements hors-plans des murs de MNR. Des dommages à l'église St-Marc ont aussi été rapportés. Le clocher, la fenêtre et le parement extérieur de la partie inférieure de beaucoup de murs de maçonnerie se sont effondrés vers l'extérieur.

ANNEXE V

FACTEURS DE MODIFICATION DE LA VULNÉRABILITÉ

Tableau V-A Facteurs de modification d'un bâtiment ordinaire en maçonnerie

Tiré de Giovinazzi (2005, p.69)

Behavior modifier	Masonry	
		V_m
State of preservation	Good Bad	-0.04 +0.04
Number of floors	Low (1÷2) Medium (3÷5) High (≥6)	-0.08 0 +0.08
Structural system	Wall thickness Wall distance Wall connections	-0.04÷+0.04
Plan Irregularity	Geometry Mass distribution	+0.04
Vertical Irregularity	Geometry Mass distribution	+0.04
Superimposed floors		+0.04
Roof	Weight, thrust and connections	+0.04
Retrofitting Intervention		-0.08÷+0.08
Aseismic Devices	Barbican, Foil arches, Buttresses	-0.04
Aggregate Building: position	Middle Corner Header	-0.04 +0.04 +0.06
Aggregate Building: elevation	Staggered floors Buildings with different height	+0.04 -0.04÷+0.04
Foundation	Different level foundations	+0.04

Tableau V-B Facteurs de modification dépendant de différents paramètres

Tiré de Giovinazzi (2005, p.87)

Parameter	$\mathbf{V_k}$
state of maintenance	very bad (0.08) – bad (0.04) – medium (0) – good (-0.04)
quality of materials	bad (0.04) – medium (0) – good (-0.04)
planimetric regularity	irregular (0.04) – regular (0) – symmetrical (-0.04)
regularity in elevation	irregular (0.02) – regular (-0.02)
interactions (aggregate)	corner position (0.04) – isolated (0) – included (-0.04)
retrofitting interventions	effective interventions (-0.08)
site morphology	ridge (0.08) – slope (0.04) – flat (0)

Tableau V-C Facteurs de modification spécifiques pour les églises

Tiré de Giovinazzi (2005, p.88)

Parameter	$\mathbf{V_k}$
Plan regularity: nave typology	central (0.02) – one (0) – three (+0.02)
Section regularity: raising elements or façade	yes (0.04) – no (0)
Position	included (-0.02),additions (+0.02),isoleted (0)
Domes/Vaults	yes (0.04) – no (0))
Lateral walls height (low [< 6 m], medium [> 6 m and < 12 m[1], high (> 12 m])	low (0.04) – isolated (0) – included (-0.04)

RapportGratuit.com

ANNEXE VI

MÉCANISMES D'EFFONDREMENT DES MACROÉLÉMENTS D'UNE ÉGLISE

Tableau VI-A : Abaque des mécanismes de rupture des macroéléments d'une église
Tiré de Lagomarsino, Podestà et Resemini (2004)

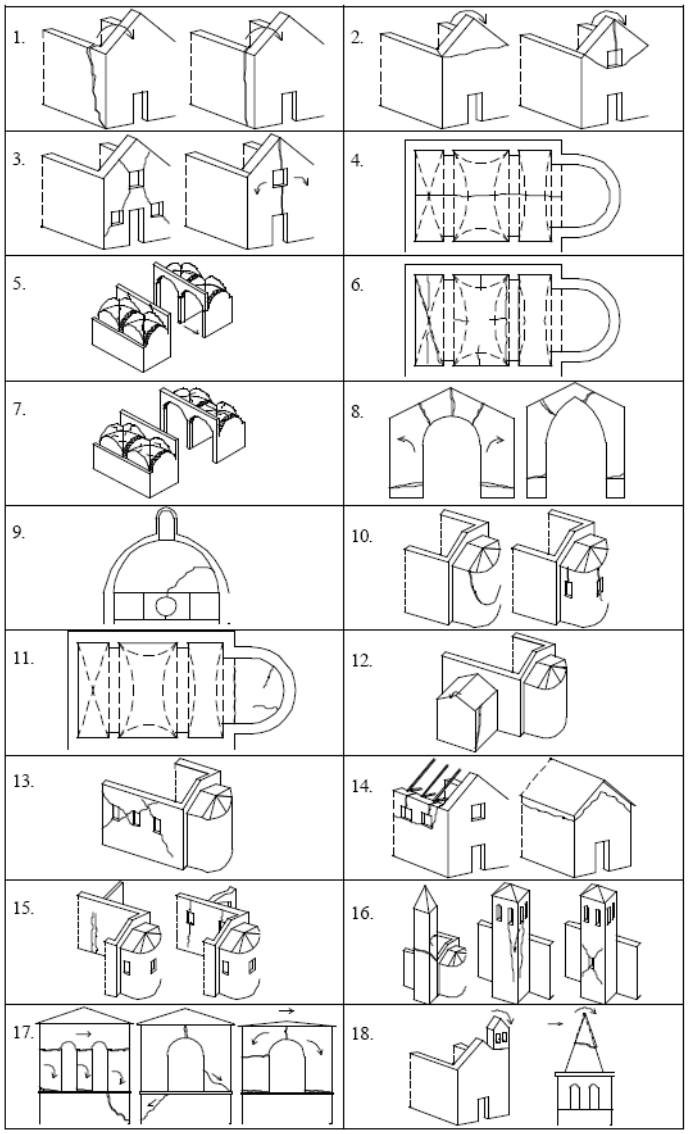


Tableau VI-B Explicatif des modes de rupture

Tiré de Lagomarsino et Podestà (2004), Lagomarsino, Podestà et Resemini (2004)

1. OVERTURNING OF THE FACADE	**2. DAMAGE AT THE TOP OF THE FACADE**
DETACHMENT OF THE FACADE FROM WALLS	CRACKS IN THE TOP PART OF THE FACADE
- Poor clamping between facade and nave walls - Lack of longitudinal chains or efficient buttresses	- Facade weakened by wide openings(rose window) - Lack of a connection with the roof covering
3. SHEAR MECHANISMS IN THE FACADE	**4. TRANSVERSAL VIBRATION OF NAVE OR TRANSEPT**
CRACKS WITH X TREND, VERTICAL AND ARCHED CRACKS	CRACKS IN STRUCTURAL ARCHES, DEFORMED WALLS
- Presence of many openings (even if closed with masonry) - Possibility of rotation of the side walls	- Very thin side walls (lateral walls too slender) - Lack of transversal chains/tie rods or efficient buttresses
5. LONGITUDINAL VIBRATION OF THE CENTRAL NAVE	**6. VAULTS OF THE NAVE**
CRACKS IN STRUCTURAL ARCHES	CRACKS; DETACHMENT FROM ARCHES
- Slender columns and central nave very high with respect to the lateral ones - Lack of longitudinal tie rods	- Vaults lowered excessively or thin - Presence of concentrated loads of roof covering
7. AISLES AND VAULTS OF THE TRANSEPT	**8. MECHANISMS IN THE TRIUMPHAL ARCH**
DAMAGE IN VAULTS WITH DISJOINTEDNESS FROM THE STIFFENING ARCHES	CRACKS IN KEY AND SPINE / FORMATION OF HINGES
- Vaults too lowered and/or too thin - Presence of concentrated actions from the roof covering	- Arch of insufficient thickness or poor masonry - Chains missing or badly placed; weak shear walls
9. DOME	**10. OVERTURNING OF THE APSE**
CRACKS IN: DOME, TAMBOUR, LANTERN	VERTICAL OR ARCHED CRACKS IN WALLS
- Tambour very high and with large openings - Lack of hoops or external buttresses	- Lack of hoops or chaining - Weakening from many wall openings
11. VAULTS IN PRESBYTERY / APSE	**12. OVERTURNING OF OTHER WALLS**
CRACKS IN THE VAULT OR APSE BASIN	DETACHMENT OF OTHER WALLS (TRANSEPT FAÇADE, CHAPELS)
- Vaults lowered excessively or thin - Presence of concentrated loads in roof covering	- Poor clamping between wall and orthogonal walls - Lack of chains or efficient buttresses
13. SHEAR FAILURE OF THE WALLS	**14. HAMMERING AND DAMAGE IN THE ROOF COVERING**
SHEAR CRACKS OR LOCAL DISCONTINUITY (OLD OPENINGS etc.)	BEAM SLIDING; DISCONNECTED TIE BEAMS
- Masonry poor or of limited thickness - Great weakening due to the presence of openings	- Roof thrusting; roof covering rigid and heavy - Lack of connection between tie beam and masonry
15. LACK OF CONTINUITY IN WALLS	**16. BELL TOWER**
MOVEMENT OF JOINTS/DISCONNECTEDNESS	CRACKS ON CONTACT WITH THE CHURCH; VERTICAL CRACKS; EXPULSION OF EDGE
- Great difference of stiffness between two parts - Lack of clamping or chains	- Lack of connections with the church - Masonry decayed, poor, of limited thickness
17. BELL CELL (BELFRY)	**18. OVERTURNING OF PROJECTIONS**
CRACKED ARCHES; PIER ROTATION/SLIDING	PERMANENT ROTATION OR SLIDING
- Lack of chains or hoops; thin piers - Roof covering heavy or thrusting	- Lack of buttress or other connection - Projection too thin

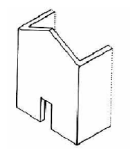
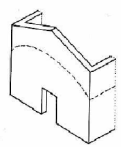
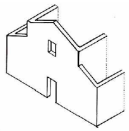
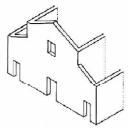
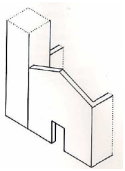
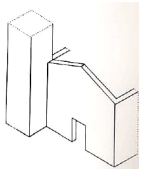
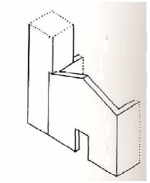
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

ANNEXE VII

TYPOLOGIE DES FAÇADES ET MÉCANISMES DE RUPTURE

Tableau VII-A Typologie des façades

Adapté de Doglioni, Moretti et Petrini (1994)[12]

1	**Façade d'église à nef unique : façade symétrique sans variation en hauteur**				
	A 	B	C	D 	A- Sans ouverture dans l'axe avec l'entrée principale. B- Présence d'ouvertures selon l'axe vertical de l'entrée principale. C- Présence d'ouvertures selon l'axe horizontal de l'entrée principale. D- Présence d'un élément structural appuyé à la façade.
2	**Façade d'église à 3 nefs : façade symétrique avec variation en hauteur**				
	E 	F 			E - Présence d'ouvertures selon l'axe vertical de l'entrée principale. F- Présence d'un oculus et d'ouvertures selon l'axe horizontal de l'entrée principale.
3	**Façade asymétrique avec tour-clocher élevée**				
	G 	H 	I 		G - Présence d'une tour-clocher en alignement avec la façade. H - Présence d'une tour-clocher en saillie. I - Présence d'une tour-clocher en retrait.

[12] En italien, traduction de Suze Youance.

Tableau VII-B Mécanismes de rupture de la façade

Adapté de Doglioni, Moretti et Petrini (1994)

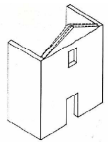
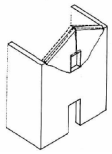
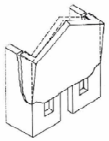
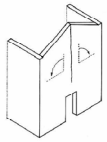
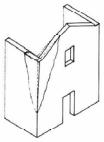
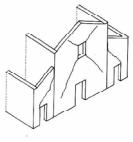
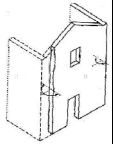
Rupture hors-plan				
1 	2 	3 	4 	1- Rotation du pignon selon un axe horizontal. 2- Rotation du pignon avec formation de rotules cylindriques selon un axe oblique. 3- Rupture hors-plan avec formation de rotules cylindriques selon un axe horizontal au niveau des ouvertures. 4- Translation dans le plan de la façade.
Rupture dans le plan				
5 	6 	7 		5- Rotation des angles. 6- Déformation en X. 7- Déformation selon un axe vertical.

Tableau VII-C Mécanismes de rupture les plus fréquents de la tour

Adapté de Doglioni, Moretti et Petrini (1994)

Rotation de la partie supérieure			**Mécanismes**
1	2	3	1- Rotation selon un axe horizontal avec formation de rotule. 2- Rotation du pignon avec formation de rotules aux angles (partie inférieure). 3- Rotation résultant de la combinaison d'une rotation interne selon les axes horizontaux et verticaux.
Translation de la partie supérieure			
4	5	6	4 et 5- Translation suivie d'une rotation. 6- Rotation du pignon avec formation de rotules selon un axe oblique.

ANNEXE VIII

FORMULAIRE DE CALCULS DU MOMENT RÉSISTANT ET DE LA CAPACITÉ ÉQUIVALENTE DE CISAILLEMENT

Tableau VIII-A :
Adapté de D'Ayala *et al*. (1997, p. 779)

	Encastré au sol OP1	Présence de tirants au haut de la façade OP2	Connexion latérale OP3	Présence de tirants et connexion latérale OP4
Moment résistant : M	$\frac{tmg}{2}$	$\frac{tmg}{(1-\alpha)}$	$tmg(1-\beta)$	$tmg(1+\beta)$
Capacité équivalente de cisaillement : a	$\frac{tg}{h}$	$\frac{2tg}{h(1-\alpha)}$	$12\frac{tg(1-\beta)}{h(3-2\beta)}$	$12\frac{tg(1+\beta)}{h(3-2\beta)}$
t = épaisseur du mur g = accélération au sol (9,81m/s^2) m = masse α,β = hauteur de fissuration				

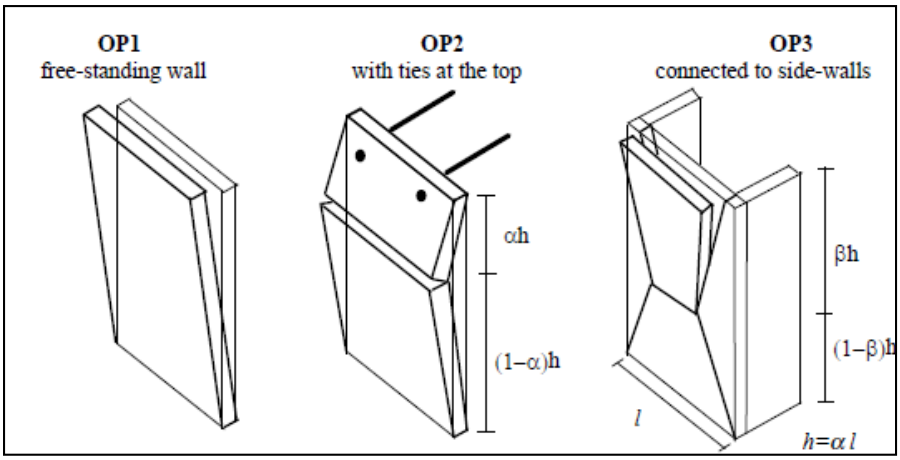


Figure VII-A Mécanismes de rupture.

Tiré de D'Ayala *et al*. (1997)

ANNEXE IX

INVENTAIRE DES ÉGLISES DE MONTRÉAL CONSTRUITES AVANT 1945

Tableau IX-A : Dénomination, année de construction, historique et style architectural

	Églises - dénomination	**Année**	**Historique**	**Architecture**
1	Chapelle de l'Hôtel-Dieu *209, avenue des Pins* *H2W 1R6*	1860-1861	Cette église se trouve au centre de l'ensemble conventuel des Sœurs hospitalières en forme de E. La façade principale en pierre de taille bouchardée[13] comporte bon nombre de détails architecturaux. Les murs sont en pierre brute grise de Montréal.	
2	Chapelle de la Maison de la Providence *1431, rue Fullum* *H2K 3M3*	1884-1888	Peu d'informations disponibles.	
3	Chapelle de la Maison mère des Sœurs de Sainte-Anne *1950, rue Provost* *H8S 1P7*	1906-1909	La chapelle se situe au quatrième niveau de la maison mère des sœurs.	
4	Chapelle du Grand Séminaire de Montréal *2065, rue Sherbrooke Ouest* *H3H 1G6*	1904-1907	Structure interne en bois. Assemblage de pierre française à l'intérieur. Charpente primitive et toiture en ardoise.	
5	Chapelle du sanctuaire de Sainte-Anne *1300, boulevard Saint-Joseph* *H8S 2M8*	1888-1890	Bâtiment imposant rattaché au collège.	
6	Chapelle du séminaire Saint-Sulpice *116, rue Notre-Dame Ouest* *H2Y 1T1*	1705	La chapelle se situe dans l'aile ouest du Vieux séminaire. Entre 1850-52, début de la réalisation d'un grand bâtiment qui devait remplacer tout le séminaire. Ces travaux sont interrompus en 1854 et n'ont touché que l'aile est.	

[13] Pierre rendue rugueuse par le travail effectué au moyen d'un marteau à dents appelée boucharde.

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
7	Chapelle conventuelle L'Invention de la Sainte-Croix *1190, rue Guy* *H3H 2L4*	1874-1878	Clocher terminé en 1890. Présence de poutrelles d'acier.	
8	Chapelle conventuelle Le Carmel *301-371, avenue du Carmel* *H2T 1B5*	1895	Fait partie d'un ensemble conventuel. Construction de la chapelle publique en 1898, du clocher en 1900. Rénovations effectuées au fil des ans.	
9	Chapelle conventuelle Saint-François d'Assise *2010, boulevard René Lévesque* *H3H 1R6*	1894-1902	Église fermée en 1997. Structure déficiente. Cette structure est détruite par le feu en février 2010.	
10	Église Ascension of our Lord *375, avenue Kitchener* *H3Z 2G1*	1927-1928	Le style de l'église diffère énormément des autres églises catholiques de Montréal. D'un plan au sol d'environ 3500 m^2, cette église se caractérise par la position unique de son clocher juché au sommet d'une énorme tour carrée posée à la croisée du transept et de la nef. L'intérieur de l'église est très simple et très sobre, à l'anglaise. La charpente de sa voûte est apparente. Des travaux de réparation ont été entrepris au fil des ans et d'autres sont actuellement en cours.	Néo-gothique
11	Église Bible Way Pentecostal *2390, rue Coursol* *H3J 1C7*	1876-1877	Construite avec un seul type de pierre à bossage[14], son seul décor est constitué par le contraste des contreforts et de l'encadrement des baies en pierre en pierre de taille. En 1957, cette église est partiellement détruite par le feu et restaurée la même année. L'intérieur typiquement anglican a complètement été réaménagé en fonction des exigences du nouveau culte.	Néo-gothique
12	Chapelle de la Réparation au Sacré-Cœur *3650 boulevard de la Rousselière* *H1A 2X9*	1910	Structure construite après l'incendie de 1905. Peu d'informations sont disponibles sur cette structure, sinon que des travaux de finition et de restauration ont été entrepris au fil des ans.	

[14] Bossage ou bosselage : finition de la pierre taillée obtenue en conservant une saillie (bosse) sur la face vue.

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
13	Cathédrale Christ Church *635, rue Sainte-Catherine Ouest* *H3A 2B8*	1856-1859	L'édifice est constitué de blocs de pierres bossées qui ne traversent pas l'épaisseur des murs faits de remplissage (crépis à l'intérieur). En 1939-40, remplacement des fondations et du clocher (de 1750 tonnes). La flèche a été démolie en 1927 compte tenu des risques importants d'effondrement de la tour. Un clocher en aluminium, de 28 mètres de haut, reprenant les dessins architecturaux de la tour initiale a été construit et surmonte à présent la croisée du transept et de la nef. Les années 80 ont vu se concrétiser un projet extraordinaire celui de la construction de galeries souterraines logeant un important centre commercial : les Promenades de la Cathédrale. Ceci a nécessité la mise en place d'une série de colonnes en béton précontraint qui ont soutenu l'église durant les travaux d'excavation. Les additions récentes à l'église incluent une galerie de chœur, construite en 1980.	Néo-gothique
14	Église Côte-des-Neiges Presbyterian *3435, chemin Côte-Sainte-Catherine* *H3T 1C7*	1888-1892	D'architecture très traditionnelle et classique utilisée pour de petites églises en pierre de taille. La façade est percée de deux ouvertures en arc en plein cintre[15] de chaque côté du porche. La couleur différente de ce dernier suggère qu'il a été construit à une époque différente.	
15	Église Erskine and American *3407, avenue du Musée* *H3G 2C6*	1893-1894	Depuis sa construction, l'extérieur du bâtiment a peu changé, sinon l'ajout des magnifiques vitraux de Tiffany qui proviennent de l'église presbytérienne américaine démolie en 1866. Le bâtiment est constitué de pierre calcaire bossée, rehaussée par la pierre grise et vert olive du Nouveau-Brunswick. Le bâtiment fait partie du musée des Beaux-arts de Montréal et sera l'objet de transformations importantes, l'enveloppe sera en partie conservée et renforcée.	Néo-roman

[15] Arc en plein cintre : dans l'art roman, arc dont la courbe correspond à un demi-cercle.

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
16	Église Immaculée-Conception *1855, rue Rachel Est* *H2H 1P5*	1895-1898	Cette église est assise sur le roc à environ 30 pieds de profondeur. Il a fallu un an de travail pour atteindre finalement une base solide sur laquelle seront empilées des pierres noyées dans du béton. Pour la première fois en Amérique, on utilise l'acier dans la construction d'une église. Cette innovation permet d'avoir une nef sans colonnes mais entraîne la nécessité d'abaisser la voûte dont l'acoustique ne sera que meilleure. C'est par ailleurs la première église entièrement électrifiée au Canada. L'église est construite en pierre brute avec la base et les contreforts en pierre mouchetée. Les murs latéraux sont flanqués de contreforts. La toiture en ardoise est supportée par une charpente de fer. La façade de cette église présente de nombreuses similitudes avec celle de Sainte-Brigide-de-Kildare. Des ancrages ont été mis en place pour consolider le clocher.	Néo-roman
17	Église La Visitation de la Bienheureuse-Vierge-Marie *1847, boulevard Gouin* *H2C 1C8*	1749-1751	La plus ancienne église de Montréal se situe sur le site des premiers établissements du Sault-au-Récollet. Entre 1850-52, la nef étant devenue trop exiguë, la façade actuelle fut ajoutée par l'architecte John Ostell. Celle-ci est faite de pierre calcaire grise et comporte deux tours carrées couronnées de flèches jumelles constituées d'une charpente de bois recouverte de métal. Les vieux murs en pierre des champs (1749-1751) ont trois pieds d'épaisseur et sont supportés dès 1755 par des contreforts. En 1964, ceux-ci sont remplacés par de lourds éléments en béton qui en compromettent quelque peu l'aspect du bâtiment. La sacristie constitue le prolongement de l'abside rectangulaire. Divers travaux ont également été entrepris pour restaurer l'intérieur de l'église qui contient des pièces assez rares et exceptionnelles de l'art religieux québécois.	Néo-classique
18	Église Le Gesù *1202, rue de Bleury* *H3B 3J3*	1864-1865	L'église est construite en pierre grise de Montréal sur une structure en béton (notamment les colonnes du sous-sol). Sa façade possède un caractère massif avec ses deux tours carrées sans couronnement (les clochers prévus n'on jamais été réalisés) et rattachées à la travée centrale au niveau des angles. Le terrain possède une forte dénivellation et est accessible par un escalier à deux volées pour ne pas empiéter sur l'espace public. En 1983-1984, l'église est complètement restaurée. Depuis 1865, elle abrite dans son soubassement un théâtre.	Néo-renaissance

Rapport-Gratuit.com

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
19	Cathédrale Marie-Reine-du-Monde *1085, rue de la Cathédrale* *H3B 2V3*	1870-1894	La construction de la cathédrale se déroula en deux grandes périodes : 1870-78 et 1885-94. C'est une réplique de la Basilique St-Pierre de Rome tant au niveau du volume, du galbe du dôme que de la décoration intérieure. Le modèle a toutefois été adapté aux conditions locales (limites budgétaires, matériaux et conditions climatiques); les murs extérieurs sont faits de pierres bosselées de Montréal et les ornements architecturaux, la façade, le portique et les pilastres sont construits de pierre de taille de qualité supérieure qui est devenue dorée avec le temps. Les chaînes d'angle harpées sont faites de grosses pierres rustiquées[16]. L'épaisseur des murs porteurs varie de 10 pieds à la base à quatre au sommet. Le narthex avec sa façade parfaitement symétrique constitue avec le dôme les composantes extérieures les plus remarquables de la cathédrale. L'assemblage de ce dôme est particulier avec la présence de chevrons en bois cloutés en bois. En 1955, le plancher est remplacé par une structure en béton.	Néo-renaissance italienne
20	Église Mission catholique chinoise du Saint-Esprit *205, rue de la Gauchetière* *H2Z 1L1*	1834-1835	L'édifice est en pierre calcaire taillée sur deux faces et en moellons de pierre calcaire sur les deux autres. Elle a subi d'importantes transformations depuis sa construction liées aux changements d'utilisation et de propriétaires dont certains réalisés par Victor Bourgeau : le rehaussement des murs pour l'ajout d'un jubé et construction des pilastres de la façade (1847) ; en 1866, l'église est agrandie (environ 30 pieds), la façade modifiée, un clocher est construit. Ce dernier sera démoli lorsque l'église fut vouée à des fins profanes de 1944-1952 (période pour laquelle aucune information n'est disponible). Entre 1952 et 1957, le local est racheté par la commission des écoles catholiques de Montréal. Le clocher sera reconstruit en 1957 par la mission chinoise. Il s'agit du seul exemple de conversion d'église protestante à catholique.	Néo-classique
21	Église Montreal West Presbyterian *160, avenue Ballantyne Nord* *H4X 2C1*	1927	L'enveloppe de l'église est en pierre et la façade comporte une tour-clocher centrale surmontée d'une minuscule flèche. En 1961, l'église est agrandie avec l'ajout des transepts.	

[16] Pierres rustiquées : pierres dont les arêtes ont été chanfreinées.

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
22	Église Mount Zion Seventh Day Adventist *2020, rue Welllington* *H3K 1W7*	1891	Une première église est construite en 1891, elle est partiellement détruite par un incendie en 1950. Elle est reconstruite la même année, les murs de pierre et le clocher sont d'origine. C'est une des plus petite église de l'inventaire.	
23	Église Nativité-de-la-Sainte-Vierge *3200, rue Ontario* *H1V 2S1*	1921-1925	La construction de cette église est faite à partir des murs de pierre et de l'imposante tour-clocher qui avaient échappé à l'incendie d'un premier lieu de culte. Outre les divers travaux d'entretien : réfection de la maçonnerie et de la toiture, l'église est demeurée telle qu'elle a été bâtie en 1922. L'intérieur de la voûte est recouvert de terra-cotta. En 1943, des réparations sont effectuées aux fondations des clochers.	
24	Basilique Notre-Dame *110, rue Notre-Dame Ouest* *H2Y 1T2*	1824-1829	Il s'agit du premier édifice d'importance de style néo-gothique à être construit au Canada, marquant un point tournant dans l'architecture religieuse au Québec. Érigé selon les plans O'Donnell, de grands architectes comme Ostell, Bourgeau, Perrault et Mesnard interviendront à tour de rôle pour la construction des tours (1829), la finition de l'intérieur (1874-80), la construction de la chapelle ND du Sacré-Cœur (reconstruite après l'incendie de 1980). Différents travaux de réparation et d'entretien sont effectués régulièrement. Le bâtiment est fait de pierre de taille calcaire bouchardée et repose sur des fondations en pierre brute, ses murs ont une épaisseur de 5 pieds. Les murs latéraux sont soutenus par des contreforts et interrompus par deux tours. On retrouve en arrière deux autres tours dont la base rappelle celles de la façade.	Néo-gothique
25	Église Notre-Dame-Auxiliatrice *4141, avenue Bannantyne* *H4G 1C4*	1941	L'enveloppe du bâtiment constituée de pierre calcaire est recouverte d'un toit à deux pans. L'agencement des éléments architecturaux en façade dénote de l'influence du dom-bellotiste. C'est un des bâtiments les plus jeunes de l'inventaire.	Arts déco

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
26	Église dite chapelle Notre-Dame-de-Bon-Secours *400, rue Saint-Paul Est* *H2Y 1H4*	1771-1773	Située dans le quartier du Vieux-Montréal, la chapelle compte parmi les édifices historiques les plus importants de la ville. Différents travaux effectués au fil des ans (démolition de bâtisses bordant le chevet, mise à jour du revêtement de pierre des murs, découverte de vestiges archéologiques, mise en valeur de la crypte, découverte d'anciens décors, réfection du musée), ont accru l'intérêt que représente l'édifice. La façade actuelle (accolée à l'ancienne) est construite en 1892 avec un clocher central (diminué en hauteur) et deux clochetons latéraux. Ce clocher structurellement défaillant fut remplacé en 1952, on lui donne l'apparence du clocher de la première chapelle (1678). Une tour octogonale est construite sur l'abside qui loge une chapelle accessible par un ascenseur. Des tirants reliant les murs latéraux (les seuls datant de 1771) sont visibles à l'intérieur de la chapelle.	
27	Église Notre-Dame-de-Grâce *5333, avenue Notre-Dame-de-Grâce* *H4A 1L2*	1851-1853	La façade de style rocaille ou jésuite semblable à celle de la première église Notre-Dame de Montréal est le seul exemple restant de ce style. Elle est composée de deux étages marqués par les ouvertures, des piliers et autres éléments architecturaux et est surmontée d'un fronton triangulaire. Un campanile[17], situé à l'extrémité du transept, est construit en 1928. Il accueille, comme la section qui le relie à l'église une bibliothèque et d'autres salles. L'intérieur subira d'importantes transformations en 1925 puis en 1963. C'est une structure de bois massive.	
28	Église dite chapelle Notre-Dame-de-Lourdes *430, rue Sainte-Catherine Est* *H2L 4S6*	1873-1881	Entouré des bâtiments de l'UQÀM, la chapelle est l'un des derniers témoins du « quartier latin » d'avant les démolitions et incendies du 20e siècle. L'édifice comporte divers dômes, un transept dont les extrémités sont demi-circulaires, une façade étroite alternant la pierre grise et le marbre. Il a été l'objet d'interventions importantes au niveau des fondations et de l'enveloppe.	Byzantine
29	Église Notre-Dame-des-Neiges *5366, chemin de la Côte-des-Neiges* *H3T 1Y2*	1939	Cette église reprend les caractéristiques globales des églises de son architecte (Henri S. Labelle) : utilisation de la pierre, fronton triangulaire avec tour latérale, bras du transept de faible dimension avec portes d'entrées. Peu de modifications on été effectuées au fil des ans.	

[17] Campanile : tour isolée, ne faisant pas partie de l'église (le seul cas de l'inventaire).

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
30	Église Notre-Dame-des-Sept-Douleurs *4155, rue Wellington* *H4V 1V8*	1911-1914	Cette église possède une façade majestueuse carrée surmontée de deux clochers qui cache une nef peu profonde. La façade possède certaines similitudes avec celle de Saints-Martyrs coréens (FPRQ). La superstructure a été construite sur un soubassement érigé en 1905.	Beaux-arts
31	Église Notre-Dame-du-Perpétuel-Secours *5959, boulevard Monk* *H4E 3H5*	1914-1920	Entamés l'année du début de la première guerre mondiale, les travaux de construction furent arrêtés dès le mois de septembre. Ils reprirent en mai 1920, mais une fois l'extérieur achevé, le chantier sera suspendu pendant 19 ans. Depuis, l'église a subi peu de transformations. Le bâtiment est imposant par ses dimensions avec une façade classique avec deux tours carrées au couronnement asymétrique, un clocher d'un côté et d'un toit mansardé de l'autre.	Beaux-arts et néo-roman
32	Église Notre-Dame-du-Sacré-Cœur *7671, rue Édouard* *H8P 1T5*	1936	L'architecture de l'église ressemble peu à celle des églises catholiques de l'inventaire. Elle est construite en moellons de pierre brune avec la façade arrière en brique. La travée centrale de la façade principale est légèrement en saillie. L'intérieur a été entièrement réaménagé lors de l'agrandissement de l'église entre 1952 et 1953.	
33	Église Notre-Dame-du-Très-Saint-Rosaire *805, rue Villeray* *H2R 1J4*	1917-1930	À l'instar d'autres paroisses, la construction de l'église ND du rosaire s'est échelonnée sur près de 16 ans avec la construction de la crypte, la sacristie et des trottoirs en béton en 1917 et l'église achevée en 1930. Elle est construite en pierre de qualité supérieure (carrière de Cap St-Martin) à laquelle on a donné un fini bosselé excepté pour les contreforts qui sont en pierre lisse. La bâtisse est surmontée d'une charpente de toit en acier. Pour des raisons financières, les plans d'origine ont été simplifiés, la différence de hauteur des tours provient probablement de ces changements. On peut toutefois la comparer aux autres œuvres d'un de ses architectes (Louis-Alphonse Venne).	Roman
34	Lieu de pèlerinage Oratoire Saint-Joseph du Mont-Royal *3800, chemin Queen-Mary* *H3V 1H6*	1924-1967	La construction de l'oratoire débute dès 1917 avec l'érection d'une crypte-église en béton recouverte de pierre calcaire. L'année 1924 marque le début de la construction de la basilique dont des travaux et des ajouts se feront jusqu'en 1978, tout comme l'aménagement du site qui est en constante évolution. Les murs sont en béton et la façade principale est en granit provenant de la région du lac Mégantic. Les dômes sont constitués de voiles minces en béton projeté.	Renaissance italienne

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
35	Église Présentation-de-la-Sainte-Vierge *665, rue de l'Église* *H9S 1R4*	1900-1901	L'église est caractéristique de celles des paroisses rurales du Québec tant par son plan au sol que par la composition de sa façade principale axée autour d'une tour-clocher légèrement saillante. La travée médiane se distingue par son parement en pierre de taille, le reste étant en pierre bosselée. L'église ne possède pas de soubassement.	Néo-roman
36	Église River's Edge *5565, chemin de la Côte-Saint-Antoine* *H4A 1R4*	1919	En 1929, le bâtiment initial est agrandi par l'architecte Karch qui lui ajoute une façade ornée d'une tour-clocher massive se terminant par un dôme. Tout comme les autres œuvres de cet architecte (Saint-François Solano et Saint-Henri) la façade est constituée de pierre artificielle et revêtue d'une couche de crépis. Le reste de la bâtisse,sobre, est en pierre calcaire. Rescapé d'un projet de démolition, l'église a été vendue au culte évangélique et son intérieur déjà dépouillé en 1960 s'adapte à sa nouvelle tradition.	
37	Église Sacré-Coeur-de-Jésus *2000, rue Alexandre-de Sève* *H2L 4W4*	1886-1887	L'église est construite sur les soubassements de dix ans plus vieux. Un incendie la détruit partiellement en 1922, il ne reste que les murs et les tours latérales de hauteur inégale. La reconstruction se fait en conservant les vestiges et les tours sans flèche sont renforcées par des contreforts allant en diminuant. L'abside n'a pas été reconstruite, ce qui donne au bâtiment son plan rectangulaire. La voûte est construite en béton armé qui permet des ornements intérieurs particuliers.	Néo-gothique
38	Église Saint Andrew and Saint Mark *865, chemin Du-bord-du-Lac-Lakeshore* *H9S 2C7*	1898	La chapelle est entièrement construite de pierre des champs (jaune) avec mortier rouge. Elle peut accueillir environ 70 personnes. Les murs sont ornés de petits contreforts également en pierre. La façade principale est ornée d'un porche reconstruit en 1992 selon le modèle initial. En 1958, l'église est agrandie (300 places construites) et l'ensemble des deux bâtiments forment un L.	
39	Église Saint Gabriel *2157, rue Centre* *H3K 1J5*	1891-1895	L'église possède une façade plutôt carrée, symétrique avec un clocher central sans flèche et un agencement de pierres de différentes couleurs (roses et grises). Différentes ouvertures en façade sont obstruées avec de la brique. En 1956, un incendie détruit l'intérieur de l'église, la toiture et le clocher central et les clochetons. Les murs restent intacts et la reconstruction à partir de ces vestiges, les tours resteront tronquées de leur flèche et les murs noircis. Elle est voisine de l'église Saint-Charles (desservant la communauté francophone) dont elle est séparée par le presbytère.	

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
40	Église Saints- Martyrs-Coréens *2461, rue Saint-Jacques* *H3J 1H8*	1905	L'édifice est considéré comme l'une des plus belles églises de Montréal. Bien que fermé à deux reprises (en 1971, lorsque menacé de démolition et en 2000), il a subi des travaux d'entretien et de restauration réguliers au fil des ans, ce qui lui a permis de conserver son intégrité initiale. Le toit de l'église est composé de poutrelles métalliques et le plancher est en béton. Initialement vouée au culte de Sainte-Cunégonde, la paroisse est louée depuis 2003 à celle des Saints-Martyrs-Coréens.	Beaux-arts
41	Église Saint-Alphonse-d'Youville *570, boulevard Crémazie Est* *H2P 1P8*	1929-1931	L'église a été construite à partir d'une structure en béton armé. Son enveloppe est de granit et de calcaire. L'accent est mis sur la tour principale qui fait figure de proue en façade, celle-ci comprend également un porche imposant (typologie des églises porches comme Sainte-Madeleine). Outre les problèmes techniques comme des fissurations structurales, l'église a subi des transformations importantes, le clocher est reconstruit en 1962 (endommagé par la foudre en 1938 et démoli en 1949).	Néo-gothique
42	Église Saint-Andrew *75, 15e avenue* *H8S 3L7*	1832-1836	Des pierres provenant de l'excavation du canal Lachine ont probablement été utilisées pour sa construction. Il s'agit d'une église de campagne avec une tour centrale dont les pinacles ont été enlevés lors de travaux de restauration (1950). En 1908, un porche a été ajouté à la façade en pierre. C'est la plus ancienne église presbytérienne de l'île de Montréal. Des travaux entrepris en 2000 lui rendent son aspect initial.	
43	Église Saint-Andrew and-Saint Paul *3415, rue Redpath* *H3G 2G2*	1931-1932	Deux caractéristiques principales du style néo-gothique se retrouvent sur la bâtisse : des fenêtres en ogive (arc brisé) ; des contreforts décoratifs (pilier, saillie, mur massif servant d'appui à un autre mur qui supporte une charge). Faite de pierre calcaire, l'église compte une tour à gauche de la façade avec au sommet quatre tourelles. La voûte est faite de béton recouvert de plâtre acoustique. La toiture a été refaite en 1931 suite à un effondrement partiel.	Néo-gothique
44	Église Saint-Andrew's Dominion Douglas United *687, avenue Roslyn* *H3Y 2V1*	1926-1927	Tout comme les églises de Wesmount, cet édifice est imposant et son allure est renforcée par la forte dénivellation du terrain. Il est constitué de différents volumes complexes. C'est une structure à caractère médiéval, comme sa voisine Saint-Matthias.	Néo-gothique

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
45	Église Saint-Brendan *3542, boulevard Rosemont* *H1X 1K8*	1929	L'église possède une architecture originale, la forme de son toit incurvé (en forme de coque de bateau, en référence au saint-patron) se rencontre rarement sur les autres édifices construits dans les années 1930. La charpente est en bois lamellé-collé assemblée au moyen de gros boulons et le treillis forme des caissons de losanges réguliers (Lamella Trussless Design®).	
46	Église Saint-Charles *2115, rue Centre* *H3K 1J5*	1913-1914	Cette église est construite sur les soubassements de la première église (1889) détruite par le feu en 1913. La façade principale a été également conservée et consolidée tout en prolongeant le sommet des tours. Elle garde toutefois la marque des architectes initiaux (alternance de pierres roses et grises), concepteurs de l'église Saint-Gabriel dont elle est la voisine. La charpente est constituée de poutrelles métalliques permettant d'avoir une très large nef.	Beaux-Arts
47	Église Saint-Clément *4903, rue Adam* *H1V 1W2*	1899-1902	Environ 15 ans après sa construction, l'édifice est agrandi pour accueillir un nombre plus importants de paroissiens : rehaussement des murs latéraux et du registre supérieur de la façade, une flèche est ajoutée au clocher central, la nef et les transepts sont agrandis et l'intérieur complètement repensé, les architectes ayant su profiter des possibilités des matériaux comme l'acier et le béton. Des travaux récents de réfection ont été entrepris dans la perspective de la vente de l'édifice.	Néo-roman
48	Église Saint-Columba *4020, avenue Hingston* *H4A 2J7*	1920	Il s'agit d'une construction assez simple. Le revêtement extérieur est présentement un crépi sur des murs en pierre artificielle sur demande de l'architecte.	
49	Église Saint-Denis *454, avenue Laurier Est* *H2J 1E7*	1911-1913	L'église construite en 1911 est en grande partie détruite par un incendie en janvier 1931. Les architectes Viau et Venne sont chargés de la reconstruire la même année en se basant sur les plans originaux : enveloppe en pierre, plan en croix grecque, tours latérales asymétriques.	Contemporain
50	Église Saint-Édouard *6500, rue de Saint-Valllier* *H2S 2P7*	1907-1909	Construite en pierre calcaire grise sur un soubassement datant de 1901, cette église est recouverte d'une charpente de toit en acier. La façade principale est très élancée et comporte trois escaliers (l'entrée se situe au niveau d'un deuxième étage). Entre 1999 et 2003, elle a été l'objet d'importants travaux de restauration dont la reprise des joints de maçonnerie et le remplacement et ou réparation de certaines pierres des façades.	Néo-gothique

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
51	Église Saint-Enfant-Jésus *11, boulevard Saint-Jean Baptiste* *H1B 3Z5*	1937-1939	L'église est construite en pierre de Chateauguay (pierre calcaire jaune). Elle possède une façade symétrique surmontée d'un clocher en faîte du tout avant. La façade actuelle a été apposée sur l'ancienne.	Dombellotisme
52	Église Saint-Enfant-Jésus du Mile-End *5039, rue Saint-Dominique* *H2T 1V1*	1857-1858	De plus petite dimension à l'origine, l'église est agrandie en 1901 par Joseph Venne qui construit également une nouvelle façade richement décorée du style baroque qui est unique à Montréal. En 1910, le clocher est installé. L'intérieur n'échappe pas aux transformations du renouveau charismatique des années 60.	
53	Église Saint-Esprit-de-Rosemont *2851, rue Masson* *H1Y 1X1*	1931-1933	Cette église est connue pour être la seule de style Arts décoratifs de Montréal. L'architecture extérieure reste toutefois traditionnelle et s'apparente au style classique de la production d'édifices religieux. Les murs en pierre sont massifs et parés à l'intérieur de briques. La façade présente une travée centrale légèrement en saillie, surmontée d'une tour. La flèche a été transférée à une autre église en 1949 car devenue dangereuse pour la sécurité des paroissiens. L'église a été construite sur un soubassement érigé dix ans plus tôt.	Arts déco
54	Église Saint-Eusèbe-de-Verceil *2151, rue Fullum* *H2K 3P1*	1922-1923	Une fois le soubassement construit en 1914, les travaux sont arrêtés durant la première guerre mondiale. C'est un imposant édifice mis en valeur par un grand parvis, il présente une façade asymétrique avec une tour-clocher latérale. Avec le temps la pierre calcaire de la façade est noircie et l'édifice présente des problèmes d'infiltration importants, du plâtre se détache du plafond. Cette église est fermée compte tenu des difficultés liées à son entretien.	Beaux-Arts
55	Église Saint-François-Solano *3730, rue Dandurand* *H1X 1N9*	1924-1925	La façade actuelle de l'église a subi de nombreuses modifications entamées dès 1930. Elle est encadrée de 2 tours ajourées. Vers 1967, la pierre reconstituée qui recouvre les murs extérieurs se désagrège et est alors recouverte d'un enduit.	Néo-classique

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
56	Église Saint-George *1101, rue Stanley* *H3B 2S6*	1869-1870	L'église est considérée achevée en 1893 avec la construction de la tour latérale par l'architecte Dunlop. Les murs sont constitués de grès de l'Ohio et de calcaire gris de Montréal. La structure en bois de la voûte à double blochet[18] est considérée comme l'une des plus grandes au monde. Certains travaux ont été entrepris au fil des ans : renforcement de la structure (1924-25), réfection de la toiture (1996), réfection des fondations de l'église (1998), remplacement du plancher (1998), restauration de la maçonnerie de la façade (2000).	Néo-gothique
57	Église Saint-Germain *680, chemin Côte-Sainte-Catherine* *H2V 2S9*	1930-1931	Bien qu'elle reste associée à l'architecture traditionnelle avec sa décoration intérieure, cette église est un prélude à l'utilisation du béton armé dont est constituée la structure de l'édifice. Des pierres grises disposées selon l'appareil écossais[19] recouvrent toutefois les murs. Les contreforts épaulant les murs latéraux sont en fait le prolongement des colonnes engagées dans l'espace intérieur. Le choix des formes des voûtes et arcs intérieurs est rendu possible grâce au béton.	Néo-roman
58	Cathédrale Saint-Gregory the Illuminator *615, avenue Stuart* *H2V 3H2*	1929-1930	L'architecture de cette église est caractérisée par une maçonnerie de pierre rustique, la présence d'une tour, des contreforts, des ouvertures en ogives. Peu de modifications ont été entreprises, sinon le remplacement de la toiture à trois reprises.	Néo-gothique
59	Église Saint-Henri *872, rue du Couvent* *H4C 2R6*	1923	La façade est faite de pierre artificielle tout comme celle de Saint-François Solano (du même architecte). Les trois clochers sont surmontés de coupole en cuivre et la travée centrale est en retrait. Les murs latéraux sont en brique agencée par une série d'arcades de pierre. Cette église est fermée depuis 2001, le plâtre de la voûte se détachant. Elle a été achetée par les Encans de Montréal en 2004.	Baroque
60	Église Saint-Irénée *3044, rue Delisle* *H4C 1M9*	1912	Avec une structure classique, cet édifice présente de petites particularités qui le distinguent des autres œuvres de ses architectes. On peut citer : l'asymétrie des deux tours latérales dont la plus grande est circulaire et supportée par des colonnes circulaires également et l'autre s'appuie sur une base carrée sur le toit. La façade et les murs latéraux (un en brique comme la façade arrière et l'autre en pierre) sont supportés par des pilastres. C'est la 2e église sur le site.	

[18] Blochet : pièce de charpente horizontale servant de support à l'arbalétrier et complétant l'assemblage de différentes pièces de bois.
[19] Appareil écossais : agencement particulier de pierres de taille de forme carrée et rectangulaire de différentes dimensions.

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
61	Église Saint-James *463, rue Sainte-Catherine Ouest* *H3B 1B1*	1887-1889	Un projet de revalorisation de l'église (débuté en 2003) a permis de dégager la façade principale cachée depuis 1926 par un immeuble à bureaux et magasins. D'après Pinard, c'est l'un des plus beaux joyaux architecturaux du patrimoine montréalais. La façade présente un savant agencement de grès rouge rustiqué, olive et de calcaire gris, elle est encadrée de deux tours asymétriques. Les transepts sont peu prononcés. L'intérieur est aménagé en auditorium avec un plancher incliné.	Néo-gothique
62	Église Saint-James the Apostle *1439, rue Sainte-Catherine Ouest* *H3G 1S6*	1864	L'édifice possède une charpente en bois apparente. En 1873, un incendie cause des dommages indéterminés dans l'église quoique nécessitant sa désaffectation provisoire lors des travaux de réfection. Diverses transformations ont modifié le bâtiment au fil des ans : agrandissement (1874), construction du transept est (1914), entrée et tour (1921), salle d'œuvre (1924), agrandissement et nouvelle chapelle (1955), restauration de la maçonnerie et de la toiture.	Néo-gothique
63	Église Saint-Jean-Baptiste *4237, avenue Henri-Julien* *H2W 2K7*	1898-1903	L'église actuelle (la 3e élevée sur le même site) est construite à partir des murs qui ont résisté à l'incendie de 1911 par l'architecte Casimir Saint-Jean. Si ce dernier a conservé l'architecture extérieure du premier architecte, exception faite de l'immense dôme qui n'a pas été reconstruit et de la forme des fenêtres de la façade principale, l'intérieur a par contre été entièrement réaménagé. L'imposante façade est en pierre bosselée et ornée au rez-de-chaussée d'un portique formé de huit colonnes jumelées qui soutiennent une corniche surmontée d'un fronton. La structure interne est composée d'acier et de bois. La charpente de la voûte est constituée de chevrons et de solives. L'église jouit d'une excellente acoustique et est l'hôte de nombreux concerts, d'autant qu'elle peut accueillir près de 3000 personnes. C'est la plus grande église de Montréal après les basiliques et cathédrales.	Renaissance italienne
64	Église Saint-Jean-Berchmans *1871, boulevard Rosemont* *H2G 1S7*	1938-1939	L'édification de ce lieu de culte débute en 1908 mais seul le soubassement sera construit et servira pendant plusieurs années d'église. Il sera rehaussé en 1938. La façade asymétrique est en pierre de taille polychrome (jaune et rouge). La tour-clocher est de forme hexagonale soutenue par 4 contreforts dégradés en hauteur. L'agencement de cette dernière et la recherche géométrique de lignes annoncent de nouvelles tendances architecturales des églises catholiques de la prochaine décennie.	Dombellotisme

apport-Gratuit.com

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
65	Église Saint-Joachim *2, rue Sainte-Anne* *H9S 4P5*	1882-1884	Construit sur la base des plans conçus par Victor Bourgeau dès 1858, cette église est la quatrième sur le site (positionnements différents). La construction de la troisième n'est pas achevée qu'elle est détruite par le feu qui s'est propagé de la 2e église toujours en place. Le bâtiment actuel est reconstruit aussitôt et ouvert en 1884. L'église est construite en pierre grise bossée avec des ornements en pierre bouchardée et est dotée d'une charpente de toit en bois. D'importants travaux de restauration du clocher sont actuellement en cours.	Néo-gothique
66	Église Saint-John The Evangelist *137, avenue du Président Kennedy* *H2X 3P6*	1877-1878	Ce temple est dépourvu de façade et l'entrée principale se fait par une façade latérale. L'intérieur des murs est revêtu de briques bicolores (1882), l'église possède un jubé de pierre imposant. L'église est construite par étape jusqu'en 1895 sur un terrain en glaise qui la déstabilise. D'importants travaux sont effectués entre 1954 et 1957 en sous-œuvre et pour renforcer les murs : changement de la toiture en ardoise par une couverture en tôle rouge (plus légère) qui lui est caractéristique, ajout d'entretoises et de tirants, les colonnes en pierre sont doublées d'éléments métalliques, remplacement des piliers de bois de la crypte par des colonnes en acier, consolidation du clocheton. En 1963, l'église est en partie démolie pour la construction de l'avenue President Kennedy et un nouveau corps de bâtiment reconstruit. Notons que la flèche a été reconstruite en 1983 et la toiture réparée en 2003.	Slum gothic[20]
67	Église Saint-Joseph *10050, boulevard Gouin Est* *H1C 1A8*	1875-1876	Construite de moellons, cette église possède un façade relativement simple soutenue par des contreforts et terminée par un clocher sur le faîte du toit. Les travaux se font au fur et à mesure de la démolition de l'ancienne église. Sa conception est parfois attribuée à Victor Bourgeau à cause de sa ressemblance avec Saint-Joachim et d'autres œuvres de l'architecte. Frappé par la foudre en 1937, le clocher est incendié, il est refait à l'identique. Le plancher est refait en 2000.	Néo-gothique
68	Église Saint-Joseph *550, rue Richmond* *H3J 1V3*	1861-1862	Cette église a subi de nombreuses transformations et agrandissements : installation d'un clocher, agrandissement du chœur (1886) et ajout d'un transept (1890), mais celles-ci on été effectuées par l'architecte initial et la complètent de façon harmonieuse. L'église possède une façade simple, plate percée de baies étroites. Un	Néo-gothique

[20] Architecture d'inspiration gothique créée spécialement pour les paroisses catholiques pauvres de Londres avec comme caractéristiques principales un imposant volume intérieur, l'absence de décorations et l'intégration des paroissiens.

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
			incendie en 1906 détériore murs et soubassement.	
69	Église Saint-Laurent *809, boulevard Sainte-Croix* *H4L 3X6*	1835-1837	Trouvée en mauvais état dès 1883, Victor Bourgeau recommande sa démolition retardée pour des raisons économiques. En 1884, la façade et les tours latérales sont reconstruites et des améliorations diverses lui donnent le style néo-gothique de la basilique Notre-Dame. Des travaux de réfection seront entrepris 10 ans plus tard au niveau de la toiture. L'intérieur également sera progressivement aménagé.	Néo-gothique
70	Église Saint-Léon-de-Westmount *4311, boulevard de Maisonneuve Ouest* *H3Z 1L1*	1901-1903	Initialement de taille beaucoup plus modeste et en forme de croix grecque, l'église a été agrandie en 1920 : construction d'un narthex flanqué d'un campanile, ajout d'une nouvelle façade et de trois travées qui lui donnent un plan en croix latine. En façade, on remarque une alternance de pierre de taille et de pierre bouchardée. Le décor intérieur, en marbre, de cette église est remarquable et selon son concepteur Guido Nincheri, la plus grande œuvre de sa vie.	Néo-roman
71	Église Saint-Léonard *5525, rue Jarry Est* *H1P 1V1*	1907-1908	En 1899, on construit une église en pierre qui sera détruite par le feu en 1907, elle sera immédiatement reconstruite la même année. Elle aussi brûlera en 1930, mais les mus extérieurs ayant relativement bien résisté, on restaure l'intérieur et reconstruit le clocher. L'église possède une architecture classique : matériaux, forme du plan, style.	
72	Église Saint-Louis-de-France *3747, rue Berri* *H2L 4G7*	1936-1937	C'est une église en pierres (moellons) jaunes avec une tour latérale qui semble inachevée. Ce bâtiment n'a pas subi de transformations depuis sa construction. On peut comparer cette église avec celle de Saint-Jean-Berchmans, on y retrouve beaucoup de similitudes tant au niveau de l'élancement de leur façade, leur fronton triangulaire, le nombre de portes ainsi que des tours latérales. Elle représente selon la FPRQ l'œuvre la plus intéressante de Labelle, qui a été pourtant très prolifique avec la construction de 28 églises et de 3 cathédrales.	
73	Église Saint-Malachy *5330, avenue Clanranald* *H3X 2S6*	1939-1940	La façade principale en pierre est composée de trois travées : la tour latérale carrée sans clocher, le corps central et le volume de l'église proprement dit. L'on retrouve un clocheton à la croisée du transept. L'architecte a utilisé des blocs de béton comme matériau principal des murs intérieurs. L'enveloppe a été restaurée en 2008-2009. Peu	Néo-gothique

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
			de modifications ont été apportées au bâtiment.	
74	Église Saint-Marc *2602, rue Beaubien Est* *H1Y 1G5*	1931-1932	Saint-Marc s'inspire de la lignée des églises construites par ses architectes mais aussi de la typologie du premier quart de 20è siècle. En effet on retrouve une façade principale symétrique encadrée de 2 tours latérales. Elle a subi peu de changement depuis sa construction. Des études sont en cours pour la transformer en centre communautaire.	
75	Église Saint-Matthias *10, avenue Church Hill* *H3Y 2Z9*	1910-1912	L'église est construite en moellons de pierre grossièrement équarris (bossage rustique). La façade latérale où sont situées les deux entrées est marquée par deux porches. La tour latérale peu élevée et la forte dénivellation du terrain renforcent son allure massive. Son architecture la rend unique.	
76	Basilique Saint-Patrick *460, boulevard René-Lévesque Ouest* *H2Z 1A7*	1843-1847	Cette église massive et très haute est bâtie en pierre de taille grise légèrement bouchardée et sans bossage. Sa façade principale est divisée en trois travées (celle au centre est légèrement en saillie) séparées par des contreforts. Un clocher surplombe le faîte du toit. Les murs latéraux et l'abside sont percés de grandes ouvertures réparties entre les contreforts. Les multiples colonnes de la nef composées d'un pilier central en pin s'appuient sur des massifs en pierre au sous-sol. Des réparations majeures (5M$) ont été entreprises en 1989. La décoration intérieure est spectaculaire.	Néo-gothique
77	Église Saint-Paul *1690, avenue de l'Église* *H4E 1G5*	1910-1911	De premier abord, l'église s'apparente à la famille des édifices aux façades symétriques à deux tours mais de petits détails architecturaux la distinguent des autres. Construite après la destruction par la foudre et le feu des 2 premières églises (1899, 1907), cette église possède une charpente en acier qui permet de supprimer les bas-côtés et d'arcades laissant la nef entièrement libre. Elle sera endommagée par un nouvel incendie en 1967.	Beaux-arts
78	Église Saint-Peter *900, boulevard Laird* *H3R 1Y8*	1940	L'église est en pierre bosselée surmontée d'une toiture en bardeaux d'asphalte. Elle possède un bras de transept du côté gauche, l'autre n'ayant pas été construit. Une tour latérale qui contient des bureaux est située du côté droit.	Gothique

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
79	Église Saint-Phillip *25, avenue Brock* *H4X 2E4*	1929	Construite sur le modèle des églises rurales anglaises, l'enveloppe extérieure est en pierre calcaire posée selon l'appareil polygonal. Comme sa voisine (Montreal West presbyterian) elle possède une large une tour centrale. Elle obtient la première mention du Royal Architectural Institute of Canada en 1930.	Néo-gothique
80	Église Saint-Pierre-Apôtre *1201, rue De la Visitation* *H2L 3B5*	1851-1853	C'est l'exemple le plus pur du style néo-gothique à Montréal. Construite en pierre de taille grise, l'église possède une tour saillante (dont le clocher a été installé en 1874) en façade qui servira de modèle à plusieurs autres églises dont Saint-Joachim. L'enveloppe est ornée de contreforts qui ne jouent aucun rôle structural. Des travaux de restauration et d'entretien sont effectués régulièrement.	Néo-gothique
81	Église Saint-Pierre-Claver *200, boulevard Saint-Joseph Est* *H2H 1E4*	1915-1917	Construite sur le site d'une ancienne carrière, les fondations de cette église reposent à près de 80 pieds de profondeur. L'espace dégagé a permis la construction de deux salles paroissiales en sous-sol. C'est aussi l'une des premières églises construite à l'épreuve du feu. Une des particularités de cette église est le plafond plat (non voûté) de l'abside à l'instar de la chapelle du Saint-Sacrement qui sont les seuls à présenter ce type d'agencement à Montréal. Le chœur est soutenu par quatre colonnes décoratives ajoutées en 1944.	Roman italien
82	Église Saint-Raphael the Archangel *201, avenue Lajoie* *H3S 1V6*	1932-1933	La structure de cette église de béton et d'acier est recouverte d'une maçonnerie imitant la pierre des champs. Le clocher, de plan carré, est terminé par un parement en colombage et une toiture supportée par une structure d'acier.	Néo-gothique
83	Église Saint-Raphaël-Archange *495, rue Cherrier* *H9C 1G4*	1873-1874	L'église est en pierre et sa façade présente trois entrées et deux tours légèrement en saillie, surmontées de grandes flèches. C'est une reprise tardive du plan Conesfroy. L'agencement des fenêtres et des décors créent un bâtiment sobre malgré ses grandes dimensions. Seuls les clochers ont été reconstruits compte tenu des problèmes au niveau de la structure intérieure en bois. Ces tours présentent certaines similarités avec celle, centrale, de Saint-Joachim (du même architecte).	

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
84	Église Saint-Stanislas-de-Kostka *1350, boulevard Saint-Joseph Est* *H2J 1M3*	1911-1912	Construite en 1911, elle est en grande partie détruite par un incendie 6 ans plus tard. «*La minceur des murs et la présence d'une grande quantité de bois dans sa structure expliquent qu'au lendemain du sinistre seule la tour droite soit restée intacte.»* Alphonse Venne et Dalbé Viau sont chargés de la reconstruction de l'église qui s'effectue selon les plans originaux légèrement modifiés au niveau de la charpente (utilisation du béton armé) et de l'épaisseur des murs. La décoration intérieure réalisée par de nombreux artistes de renom est harmonieuse et complète. Cet édifice représente l'œuvre la mieux conservée des architectes. On est frappé par sa ressemblance avec l'église Saints-Anges-Gardiens de Lachine.	
85	Église Saint-Stephen *25, 12e avenue* *H8S 2M2*	1831	C'est la plus ancienne église anglicane de Montréal. Son architecture, commune à cette tradition religieuse, est sobre. Avec les ajouts du sanctuaire (1882) et du narthex et le remplacement du toit (1909) de même que la réfection de la maçonnerie (1945), il ne reste que les deux murs latéraux d'origine (1833). On note la différence du traitement donné aux pierres qui représente les périodes de restauration. Le porche de pierre a été ajouté en 1953.	
86	Église Saint-Viateur *1175, avenue Laurier* *H2V 3R5*	1911-1913	L'architecture de l'église s'articule autour de la façade en pierre de Deschambault flanquée de deux tours asymétriques ornées de pinacles et de faux contreforts. Elle dissimule une courte nef dont les murs sont faits de simples moellons de pierre. D'importants travaux sont en cours : consolidation des clochers qui menaçaient de tomber, remplacement de pierres au niveau de la façade, rejointoiement de la maçonnerie.	Néo-gothique
87	Église Saint-Vincent-de-Paul *2310, rue Sainte-Catherine Est* *H2K 2J4*	1925-1928	Les leçons apprises de la destruction partielle puis complète de la première église ont amené la construction d'un édifice muni d'une charpente composée d'une voûte en béton armé très mince, de structures d'acier avec des blocs de terra-cotta surmontées d'une deuxième charpente en bois (architecture industrielle et commerciale américaine). Le dynamitage pour la construction de l'autoroute Notre-Dame a provoqué l'affaissement de la partie arrière de l'édifice; le toit et une partie de l'intérieur sont rénovés en 1980. L'édifice présente de très nombreuses similarités avec Saint-Vincent-Ferrier.	

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
88	Église Saint-Vincent-Ferrier *301, rue Jarry Est* *H2P2J3*	1930-1931	Elle fait partie des plus grandes églises catholiques de Montréal, avec des caractéristiques communes aux lieux de culte comme la présence de tours latérales, la façade symétrique et le portail central. Elle comporte notamment des traits uniques de son architecte comme le traitement de la pierre calcaire (dégrossie et bouchardée) que l'on retrouve également dans les églises Saint-Zotique, Saint-Vincent de Paul et Saint-Irénée.	Néo-renaissance italienne
89	Église Saint-Vital *10946, boulevard Saint-Vital* *H1H 4T4*	1926-1927	L'apparence actuelle de l'église est le résultat des importantes modifications entreprises en 1962-63 avec l'essor de la municipalité : remodelage de la façade principale, construction d'une nouvelle nef perpendiculaire à l'ancienne, pose d'un revêtement extérieur de brique blanche. Le résultat donne une église qui se rapproche beaucoup plus de la tendance architecturale d'après 1945.	
90	Église Saint-Willibrord *351, avenue Willibrord* *H4G 2T7*	1926-1927	Malgré son architecture extérieure traditionnelle, cet édifice s'inscrit dans la transition de l'évolution des techniques de construction d'avant la deuxième guerre mondiale. Ses murs sont à la fois faits de maçonnerie massive (pierre calcaire de Tyndale du Manitoba) et intégrés à une structure de béton armé. La toiture inclinée est aussi un agencement inusité pour l'époque d'une dalle de béton armé coulé sur place sur des solives d'acier.	
91	Église Saint-Zotique *4561, rue Notre-Dame Ouest* *H4C 1S3*	1926-1927	Le bâtiment s'inscrit dans la lignée des églises de Lemieux avec les deux tours-clochers latérales, la façade symétrique en pierre grise mais s'en éloigne avec l'utilisation de la brique pour les façades latérales et pour les tours. L'intérieur a subi d'importantes transformations en 1972. La paroisse est jumelée à celle de Saint-Irénée et l'édifice est conservé en raison de sa pertinence sociale.	
92	Église Sainte-Anne-de-Bellevue *1, rue de l'Église* *H9X 1W4*	1853-1873	La première chapelle érigée en 1703 sert d'abri et de lieu de culte. Elle ne possédait aucune fenêtre mais des lucarnes, le site ayant le caractère stratégique pour la défense de la colonie française. La construction de l'église actuelle coïncide avec l'arrivée du chemin de fer Grand Tronc dans le village en 1853. Elle est en pierre avec un toit à deux versants et un clocher au faîte du toit avant. Elle ressemble beaucoup à une église de type rural avec son grand parvis. D'importants travaux de restauration sont effectués par l'architecte Tourville qui transforme complètement l'intérieur et agrandit l'église. Les murs latéraux et la façade principale sont d'origine.	

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
93	Église Sainte-Brigide-de-Kildare *1174, rue De Champlain* *H2L 2R8*	1878-1880	L'église de pierre calcaire est construite selon un plan simple. La travée centrale de la façade, en saillie, est surmontée d'un clocher qui caractérise l'édifice. Ce dernier est construit entre 1885 et 1886. Selon Gérard Morriset, c'est le plus beau clocher de Montréal. Malgré les multiples travaux de consolidation et d'entretien, l'édifice présente certains problèmes structuraux rendant difficile sa conservation, du plâtre se détache également du plafond. Tout en conservant la façade principale, cette église sera démolie pour faire place à un centre communautaire, une petite chapelle sera aménagée pour accueillir les paroissiens.	Néo-roman
94	Église Sainte-Cécile *7390, avenue Henri-Julien* *H2R 2B2*	1923-1926	Construite sur des soubassements qui datent de 1912, cette église présente une architecture très classique avec sa façade flanquée de deux tours latérales élancées. Certaines modifications ont été apportées au niveau la façade tout en conservant son intégrité. La toiture et les clochers avaient été endommagés lors du verglas de 1998.	
95	Église Sainte-Geneviève *16037, boulevard Gouin Ouest* *H9H 1C7*	1843-1844	Cette église paroissiale, son presbytère et le couvent de Sainte-Anne forment un ensemble architectural exceptionnel. L'église est l'unique œuvre de François Baillargé à Montréal sous l'instigation du curé de la paroisse Louis-Marie Lefebvre. Construite en 1844, elle intègre des matériaux et éléments de l'ancienne église dans sa sacristie (la voûte, par exemple). Les clochers seront remplacés en 1909 puis des travaux de réfection de la façade seront exécutés en 1925 respectivement par les architectes Gauthier, Viau et Venne. Des modifications sont faites à l'intérieur de l'église au fil des ans. L'église repose sur des fondations constituées d'épais murs en pierre qui soutiennent une charpente constituée de troncs d'arbres sciés en deux. Au sous-sol, deux colonnes en béton ont été ajoutées et soutiennent celles du jubé.	Néo-classique
96	Église Sainte-Gertrude *11891, boulevard Sainte-Gertrude* *H1G 5P8*	1925	L'église est à l'origine un bâtiment temporaire. En plus de réparations effectuées suite aux incendies de 1926 et 1942, elle subit d'importantes modifications dans les années 50-60 : la façade est en pierre dite de Saint-Canut et les autres murs recouverts de brique, le clocher est couvert d'aluminium. Tout comme sa voisine de Montréal Nord (Saint-Vital), sont architecture relève davantage de la tendance d'après 1945.	

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
97	Église Sainte-Madeleine *760, avenue Outremont* *H2V 3N3*	1924-1925	Cette église reprend un ensemble de caractéristiques propres au style néo-roman : plan en croix latine, la nef rectangulaire coupée au 2/3 par un transept, la présence de bas-côtés, le bossage rustique des pierres. La façade étroite est couronnée par un clocher et comporte un important porche d'où son nom d'église-porche. Peu de modifications ont été apportées à l'édifice. Des travaux de réfection de la tour-clocher sont actuellement en cours : rejointoiement des pierres, changement et/ou réparation de pierres, consolidation de l'élément.	Néo-roman
98	Église Saints-Anges-Gardiens de Lachine *1400, boulevard Saint-Joseph* *H8S 2M8*	1919-1920	L'actuelle bâtisse intègre la sacristie et une chapelle en moellons qui ont été épargnées lors de l'incendie de 1915 qui détruit l'église. Elle possède une armature en béton armé revêtue de maçonnerie de pierre grise. La façade de cette église ressemble à celle de Saint-Stanislas-de-Kostka, on y trouve un élément symétrique composé de deux tours-clochers coiffées de petits dômes. En 1982, la crypte est transformée en un colombarium, présence très rare dans les lieux de culte de Montréal.	Néo-roman
99	Cathédrale Saint-Pierre-et-Saint-Paul *1151, rue de Champlain* *H2L 2R7*	1853-1854	L'église présente certains éléments du courant architectural néo-gothique : trois fenêtres à lancettes sont regroupées en façade, la forme ogivale de la plupart des fenêtres, les contreforts qui supportent l'enveloppe. L'église est aussi haute que large et le toit est surmonté d'un petit clocher. L'église a été progressivement agrandie et réparée : ajout de la sacristie et des 2 transepts (1864), réparation des planchers et plafond (1925), agrandissement (1943-1963).	Néo-gothique
100	Église Sanctuaire du Rosaire et de Saint-Jude *3980, rue Saint-Denis* *H2W 2M3*	1905	Cette église est l'une des premières réalisations de son architecte. En 1910, un incendie cause de légers dégâts dans l'église et la restauration est entreprise la même année. L'intérieur aurait subi de nombreuses transformations depuis son rachat en 1960 par la congrégation des Dominicains qui lui a donné son vocable actuel. Hors la façade principale tous les murs sont construits en brique.	Néo-gothique
101	Église dite chapelle Sanctuaire du Saint-Sacrement *500, avenue Mont-Royal Est* *H2J 1W5*	1892-1894	De sa construction à 1926, date de création de la paroisse, ce lieu fut considéré comme une chapelle conventuelle. L'édifice est détruit par un incendie en 1982 et reconstruit un an plus tard. La paroisse est actuellement fermée et le lieu est cédé à la Fraternité de Jérusalem de Montréal.	

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
102	Église Très-Saint-Nom-de-Jésus *1645, avenue Desjardins* *H1V 2G7*	1903-1906	Son architecture lui a valu le nom de Cathédrale de l'Est de Montréal. L'église est construite en pierre de taille grise. La toiture est en cuivre, en deux parties séparées par une section de mur en pierre. Lors de la construction, la façade de l'église avait cependant une forme différente, les clochers, en forme de bulbe, ont été remplacés en 1929 par les flèches actuelles, d'après les plans de l'architecte Joseph Sawyer. En 1958, une dalle de béton remplace le plancher de bois. En 1964-1965, on doit procéder à la réfection du chœur : des tirants d'acier sont installés à la croisée de la nef et des transepts pour prévenir l'écartèlement et les infiltrations d'eau.	Beaux-arts
103	Église Très-Saint-Rédempteur *3530, rue Adam* *H1W 1Y8*	1927-1928	La façade présente deux clochers identiques terminant deux tours où sont inscrites des fenêtres rectangulaires. Deux pilastres séparent la façade en trois parties, terminées par une forme triangulaire. La maçonnerie de pierre grise qui compose cet édifice est travaillée dans la partie centre de la façade de sorte à présenter tantôt un jeu de damier, tantôt des motifs géométriques. L'architecture intérieure est classique. Peu de changements ont été effectués.	Beaux-arts
104	Église Trinity Anglican Memorial *5220, rue Sherbrooke Ouest* *H4A 1T8*	1923-1926	L'église comprend une structure en brique avec un parement sur l'ensemble des murs extérieurs en pierre calcaire. C'est une architecture aux formes simplifiées qui annonce des constructions plus modernes. La superstructure a été construite sur le sous-sol de l'école dominicale en 1925.	
105	Église Unie Saint-Jean *110, rue Sainte-Catherine Est* *H2X 1K7*	1894-1896	L'église est construite en pierre calcaire grise et la façade principale est en grès rouge avec deux tours latérales asymétriques dont l'une est légèrement saillie de la travée centrale. Différents travaux ont été entrepris de manière à la mettre aux normes du bâtiment.	Néo-gothique
106	Église Union United *3007, rue Delisle* *H4C 1M8*	1899-1900	La façade principale, en pierre, est flanquée de tours légèrement asymétriques. Dès 1926, d'importants travaux de réfection sont entrepris, puis l'édifice est agrandi en 1958 : nouvelle entrée principale, disparition de certains décors architecturaux des façades. Les murs latéraux sont en brique.	Néo-gothique
107	Église Westmount Park *4695, avenue de Maisonneuve Ouest* *H3Z 1L9*	1929-1930	Bâtiment typique du style néo-gothique, la façade est flanquée d'une unique tour latérale. La maçonnerie de cet édifice présente un appareillage écossais authentique. En 1990, les trois dernières travées de la nef sont reconverties pour les bureaux du presbytère de l'Église unie du Canada et la bibliothèque.	Néo-gothique

	Églises - dénomination	Année	Historique	Architecture
108	Temple Sikh *1090, boulevard Saint-Joseph* *H8S 2M6*	1907	Le site correspondant aux informations de la FPRQ est un terrain vague. Les informations recueillies nous permettent de confirmer que le bâtiment a été vendu puis démoli pour faire place à un immeuble de condominiums.	
109	Temple maçonnique *1850, rue Sherbrooke Ouest* *H3H 1E4*	1928-1929	Le volume de cet édifice rappelle celui d'un cube. La maçonnerie est de pierre calcaire, de taille et soigneusement ouvragée. Deux sections composent l'édifice de l'extérieur : celle du bas comporte les ouvertures, notamment le portail et les fenêtres latérales ; celle du haut présente une colonnade en façade. L'intérieur du bâtiment est construit comme un complexe dont les nombreuses pièces sont utilisées en partie pour le culte. Le mur latéral ouest et une portion de la façade principale font partie de l'aire de protection des tours du fort des Messieurs de Saint-Sulpice.	Néo-classique

Rapport-Gratuit.com

Tableau IX-B: Inventaire suite – Architecte, plan au sol, hiérarchisation, notes prises sur le terrain et références

	Architecte	**Typologie**	**H R**	**Notes prises sur lors des visites**	**Références**
1	Victor Bourgeau	Récollet		Chapelle rattachée au bâtiment conventuel.	FPRQ Fiche 2003-06-308 Pinard,G. (1988) Tome 2 pp.293-307
2	Benjamin Lamontagne			Chapelle rattachée au bâtiment conventuel.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-380
3	Louis Caron			Chapelle située au quatrième étage de la résidence.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-366
4	J. Omer Marchand	Récollet		Bâtiment couvert de lierre.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-304
5	Maurice Perrault Albert Mesnard	Récollet		Chapelle imposante rattachée au collège.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-361
6	Vachon De Belmont			Rattachée au bâtiment.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-357
7	Victor Bourgeau	Plan jésuite		Située dans la cour du couvent (rattaché au couvent?).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-331
8	A. Préfontaine			Petite chapelle rattachée au couvent.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-023
9				Structure en mauvais état (église fermée).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-394
10	MacGinnnis and Walsh Edward J. Turcotte	Plan jésuite	C	Drainage autour de l'église - Traces de travaux faits à différentes périodes fonction du type du mortier de reprise - Travaux en cours façade latérale : fissuration / détérioration du mortier. Clocher central.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-227 http://www.uquebec.ca/musique/orgues/quebec/ascensionm.html
11	Goodwin Eric Mann		E	Matériaux pauvres au niveau de la façade latérale (pierres noircies) - Pierre calcaire de meilleure qualité en façade principale - Traces évidentes d'humidité - Reprise au niveau des joints.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-199 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91
12	Inconnu	Plan jésuite		Ligne de reprise des joints le long de la façade de transept (photos). Rejointoiement des murs latéraux.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-1992 http://www.novacom.qc.ca (6 octobre 2007)
13	Frank Wills Thomas S. Scott	Plan jésuite	A	Très bon état général. Bas-côtés de faible épaisseur (Maillou ou croix latine).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-279 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91 Pinard, G. (1987) Tome 5 pp.36-46 S.n. Votre visite personnelle de la cathédrale
14	Corvée locale			Bon état de la structure. Quelques traces d'humidité (façade peu exposée au soleil)	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-406 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
15	Alexander C. Hutchison		A	Acheté par le Musée des Beaux-arts de Montréal - Grands travaux de réaménagement en cours.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-368 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91 Pinard, G. (1987) Tome 1 pp. 61-64
16	Georges-Émile Tanguay	Plan jésuite	C	Pierre grise utilisée pour toute la structure. Fissure le long du contrefort sur façade latérale droite. Quelques traces d'humidité.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-003 Pinard, G. (1989) Tome 3 pp. 136-145 http://www.uquebec.ca/musique/orgues/quebec/ascensionm.html (31 août 2007)
17	Charles Guilbault, Maçon	Récollet	A	Ajout de 2 chapelles latérales (fissure au haut des murs) - Contreforts en béton de mauvaise qualité. Sacristie construite en 1964. Crypte en sous-sol.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-186 Beaudoin, M (1977). pp.1-12 Noppen, L. (1977) pp. 140-143 Pinard, G. (1988) Tome 2 pp. 97-103
18	Patrick C. Keely	Plan jésuite	B	Imposante structure - Tour inachevée sans clocher. Peu de recul par rapport à la rue principale (escaliers imposants).	FPRQ, Fiche 2003-06-319 Pinard, G. (1988) Tome 2 pp. 47-53
19	Victor Bourgeau Alcibiade Leprohon Joseph Michaud, Prêtre	Plan jésuite	A	Bon état général - Pierres noircies par la pollution (murs latéraux). Matériau de très bonne qualité en façade, moyen pour autres murs.	FPRQ - Fiche 2003-06-316 Pinard, G. (1991) Tome 4 pp. 300-320
20	Yuile		C	Bon état général. Reprises importantes. Façade très simple avec clocher au faîte.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-311 Pinard, G. (1987) Tome 1 pp. 55-60 http://calypso.bib.umontreal.ca/cdm4/item_viewer.php?CISOROOT=/_diame&CISOPTR=3481&CISOBOX=1&REC=6 (août 2007)
21	Alphonse Piché	Plan jésuite	E	Reprise joints de maçonnerie - Présence de 3 contreforts au niveau des façades latérales. 1 clocher central massif.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-463
22	Inconnu			Façade latérale gauche crépie (fraichement réalisé), architecture peu imposante (1 étage) - ressemble peu à une église.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-173
23	Louis-Alphonse Venne Joseph Dalbé Viau	Récollet	C	Imposante tour-clocher.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-420

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
24	James O'Donnell		A	Structure imposante. Très bon état général.	FPRQ : fiche 2003-06-396 Noppen, L. (1977) pp. 144-147 Pinard, G. (1988) Tome 2 pp. 142-157
25	Joseph-Armand Dutrisac Siméon Brais	Plan jésuite	D	Bon état de la structure. Bâtiment le plus récent de l'inventaire.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-455
26	Joseph Morinet, maçon Pierre Raza, charpentier	Récollet	A	Travaux en cours au niveau des fondations (fouilles archéologiques). Présence de tirants reliant les murs latéraux.	FPRQ Fiche 2003-06-289 Noppen, L. (1977) pp.148-149 Pinard, G. (1989) Tome 3 pp. 38-47
27	John Ostell	Plan jésuite	C	Bon état général - Façade latérale gauche couverte de lierre - Qualité différente des pierres au niveau des façades latérales. Présence d'un campanile (en partie utilisée comme bibliothèque).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-444
28	Adolphe Lévesque Napoléon Bourassa	Plan jésuite	B	Petite église. Bon état général (présence de marbre en façade). Présence de dôme, mur de transept en hémicycle.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-305
29	Henri S. Labelle	Plan jésuite	E	Bon état général.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-2326
30	Joseph Venne Louis Labelle	Plan jésuite	C	Très bon état général - Voir détachement autour ouverture façade latérale	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-456
31	Hyppolite Bergeron	Plan jésuite	D	Bon état général.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-153
32	Napoléon Beauchamp	Plan jésuite	E	Bon état général.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-130
33	Louis-Alphonse Venne Joseph Dalbé Viau	Plan jésuite	D	Problèmes d'étanchéité au niveau de la toiture et colonne de l'abside (intérieur, reprise des colonnes). Extérieur : présence de fissures visibles le long de la tour latérale droite.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-004 Guillemette, Y. (1984) pp 1-15
34	Louis-Alphonse Venne Joseph Dalbé Viau Dom Paul Bellot Lucien Parent Gérard Notebaert	Plan jésuite	A	Structure particulière avec ossature en béton armé.	FPRQ Fiche 2003-06-332 Pinard, G. (1988) Tome 2 pp. 235-244

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
35	Alphonse Content	Récollet	D	Reprise de joints de maçonnerie -Qualité différente des pierres au niveau des façades latérales.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-109 http://ville.montreal.qc.ca/pls/portal/docs/page/plan_urbanisme_fr/media/documents/051011_patrimoine_07.pdf
36	Louis Napoléon Audet René Charbonneau	Plan jésuite	D	Tour centrale imposante, élément principal de la façade principale. Détachement du "crépi". Présence d'humidité. Fondation en grosse pierre (dalle plate) ou béton ? Clocher renforcé de gaine d'acier.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-460
37	Joseph venne		C	Façade en saillie retenue par des contreforts à 45°. Présence de deux tours latérales de hauteur inégale. Plan rectangulaire.	FPRQ Fiche 2003-06-293 Pinard, G. (1989) Tome 3 pp. 232-245
38	Inconnu	Récollet		Pierre calcaire orange - Reprise complète des joints.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-229 http://ville.montreal.qc.ca/pls/portal/docs/page/plan_urbanisme_fr/media/documents/051011_patrimoine_07.pdf (août 07) http://montreal.anglican.org/parish/dorval/history.htm (6 octobre 2007)
39	Maurice Perrault Albert Mesnard	Récollet		Édifice semble muré (absence de croix, de vitraux, niches vides) - Parvis : détachement des pierres et d'éléments non structuraux - Bon état général - Assemblage pierres grises et rouges - Voisine de l'église Saint-Charles (architecture proche)	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-141
40	J. Omer Marchand	Maillou	B	Travaux en cours (façades latérales) - Fissures importantes de pierres d'angles de la façade principale (voir gaines en acier) - Façade majestueuse fait paraitre la nef peu profonde - Reprises nombreuses: croix et autres - Base en pierres taillées - Cheminée en brique.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-187
41	Louis Napoléon Audet Eugène Saint-Jean	Plan jésuite	D	Tour clocher imposante en façade avec contreforts aux angles. Détachement des contreforts. Presbytère contigu.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-006
42	John Wells	Récollet	B	Petite église. Bon état général, traces de travaux de réparation (ajout de porche). Moellons tout venant.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-120 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
43	Harold Lea Fetherstonhaugh		A	Pierres et vitraux noircis (traces d'incendie) - Parvis déjà réparé mais nécessite une reprise complète.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-309 Heritage Montréal (2005). pp
44	Hugh Griffith Jones Wood, Marshall	Plan jésuite	C	Bon état général - bâtiment massif à comparer à Saint-Matthias - Pierres noircies - pente importante sur Rue Roslyn.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-243
45	D. E. Painchaud		C	Architecture différente. Crépi sur les murs.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-089
46	J.H. MacDuff Ludger Lemieux	Plan jésuite	D	Alternance de pierres rouges et grises au niveau de la façade principale - Voir mince couche d'enduits au ciment sur les pierres - Léger détachement des pierres de la façade principale - Façade majestueuse en pierres polies.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-139
47	Joseph Venne		C	La façade en pierre est une obligation architecturale pour construire sur la rue Adam - Bon état général de la structure : importantes réparations faites en mai 07 en perspective d'une mise en vente - Travaux de drainage réalisés en façade sur rue Viau. Écrasement du béton de parquet autour des socles.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-426
48	Pick and Shepherd	Plan jésuite	E	Petit bâtiment entièrement crépi couvert de tôles. Travaux d'agrandissement probablement effectués. Église située en quartier résidentiel boisé.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-412
49	Joseph Venne		E	Reprise totale des joints de mortiers avec du béton teinté de rose. Traces de goudron sur tout le bâtiment (reprise de toiture?). Béton parquet autour de l'église éclaté; affaissement léger d'une des façades de transept.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-021
50	Joseph-Ovide Turgeon	Plan jésuite	C	Changement de pierres au niveau de la base du contrefort (photos) : différence de couleur mais mauvais alignement constaté - Bon état général de la structure - Traces d'humidité - Contrefort exposé aux eaux de pluie provenant de la gouttière (façades latérales).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-063
51	Donat-Arthur Gascon Louis Parant	Récollet	C	Roches jaunes, très bon état, reprise totale mortier des joints.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-222 Panneau d'interprétation. L'incendie du village de Pointe-aux-Trembles en 1912

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
52	Victor Bourgeau	Plan jésuite	C	Architecture baroque. Édifice peu accessible.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-019 Pinard, G. (1987) Tome 5 pp.
53	Joseph-Égide-Césaire Daoust	Plan jésuite	C	Présence de fissures longitudinales sur la façade principale - Détachement horizontal des pierres - Pente légère sur Masson- Reprise des joints de mortier - Façade latérale en bon état mais bombement visible de la maçonnerie.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-045
54	Joseph-Henri Caron	Plan jésuite	D	Parvis en mauvais état, pierres de la façade noircies. Problèmes d'étanchéité importants à l'intérieur de l'édifice.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06- 257 http://www.uquebec.ca/musique/orgues/quebec/seusebev.html (8 octobre 2007)
55	Joseph Albert Karch	Plan jésuite	D	Fissuration au niveau des éléments/décors de la façade principale - Bâtiment en mauvais état il faut déplorer la mauvaise qualité du crépi réalisé sur le bâtiment en entier.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-039 Noppen, L. *et al*. (2006) pp.
56	William Tutin Thomas	Plan jésuite	A	Très bon état général du bâtiment. Charpente visible à l'intérieur (architecture particulière).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-301 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91 S.n. Église anglicane St-Georges : le toit à double blochets et le toit en ardoise de St-Georges, feuillet de visite
57	René-Rodolphe Tourville Jean-Julien Perrault Charles David	Plan jésuite	D	Travaux de drainage importants et rejointoiement de la maçonnerie effectués. Présence de nombreuses fissures en façade : détachement du contrefort, détachement horizontal des pierres du contrefort, fissure longitudinale du contrefort latéral. Beaucoup de traces d'humidité (apparence blanchâtre des pierres - photos).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-401 S.n. Église Saint-Germain : Un monde de souvenirs. Une source d'inspiration pour l'avenir
58	Hutchinson and Wood	Plan jésuite	D	Reprise globale des joints de maçonnerie - Église massive - Contrefort fissuré (mouvement de sol?)	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-407
59	Joseph Albert Karch	Plan jésuite	D	Murs latéraux en brique - Façade composée de deux tours et d'un clocher central. Église fermée pour travaux.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-169
60	J.H. MacDuff Ludger Lemieux	Plan jésuite	C	Tours circulaires asymétriques. Bon état général - Façade principale et latérale droite en pierre - reste en briques jaunes (non accessibles).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-165

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
61	Alexandre F. Dunlop	Plan jésuite	A	Travaux importants réalisés pour une remise à neuf de l'enveloppe extérieure. Traces d'humidité à l'intérieur.	FPRQ Fiche 2003-06-261 Pinard, G. (1991) Tome 4 pp. 167-176
62	Lawford and Nelson		B	Reprise des joints de maçonnerie de la façade principale.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-302 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91
63	Émile Vanier	Plan jésuite	B	Restauration complète en 1995 - Façade imposante. Fissure-type de socles de colonnes. Présence de quelques fissures au niveau des contreforts. Trois types de pierres utilisés.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-005
64	René-Rodolphe Tourville Lucien Parent	Plan jésuite	B	Maçonnerie de pierre or et rougeâtre en fondation - reprise totale des joints de maçonnerie - Parfait état.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-033
65	Victor Bourgeau Alcibiade Leprohon	Plan jésuite	B	Inscription sur la façade : incendiée en 1861, réparée en 1882? Travaux de réparation du clocher en cours (évalués à 591 598 $). Bon état général.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-146 Pinard, G. (1995) Tome 6 pp. 232-344 http://www.citesnouvelles.com/article-i114691-Vers-le-ciel.html
66	William Tutin Thomas Frank Darling	Récollet	B	Église à toiture rouge et sans façade. Murs intérieurs en maçonnerie de briques. Présence de tirants au niveau des murs latéraux.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-297 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91 Pinard, G. (1995) Tome 6 pp. 231-248
67	François (Fils) Archambault, entrepreneur	Récollet	C	Petite église en moellons. Pas de sous-sol. Présence de contreforts au niveau des façades latérales. Ajout d'une entrée couverte reliant le presbytère à l'église.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-244 Société historique de Rivières des Prairies (1999). Paroisse Saint-Joseph, Rivière des prairies - pamphlet
68	Victor Bourgeau	Plan jésuite	B	Beaucoup de ressemblance avec mission chinoise. Architecture simple avec des niches vides en façade. Présence de fissure au niveau des contreforts et traces d'humidité) - Traces de rouille importantes dues au grillage.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-167
69	Joseph Barbeau, maçon	Plan jésuite	D	2 tours élancées latérales. Présence de tirants au niveau des contreforts (façade latérale).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-262
70	Georges-Alphonse Monette	Plan jésuite	C	Très bon état général - Différence de pierres au haut de façades latérales - Collecte de fonds en cours pour travaux de réparation (clocher, parvis).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-225 http://www.paroisse-saint-leon.org/ (13 août 2007)

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
71	Hyppolite Bergeron Maurice Perrault Albert Mesnard	Plan jésuite	E	Église type Conesfroy. Bon état général.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-143 http://www.mccord-museum.qc.ca (5 octobre 2007)
72	Henri S. Labelle Roland Simard	Plan jésuite	D	Extérieur : Reprise générale des joints de maçonnerie, mouvement de pierres côté droit de la façade. Intérieur : présence de fissures majeures, écaillage de la peinture, traces d'humidité (cernes ou décoloration).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-001 http://www.st-louis-de-france.org/ (1er octobre 2007)
73	Franco Consignio Harold Lawson	Plan jésuite	D	Bon état général. Travaux de réparation de l'enveloppe seront entrepris bientôt.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-433
74	Donat-Arthur Gascon Louis Parant	Plan jésuite	D	Église fermée, sera transformée en salle communautaire. Travaux de réparation nécessaires.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-051 http://www.paroisse-st-marc / (5 octobre 2007 message d'erreur)
75	George Allen Ross David Huron MacFarlane	Plan jésuite	D	Structure massive. Bon état général. Reprise des joints de maçonnerie effectuée.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-217
76	Pierre-Louis Morin Félix Martin, curé	Récollet	A	Très bon état général. Multiples traces de reprise de la maçonnerie et des joints de maçonnerie. Important travaux de 5 Millions effectués.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-271 Pinard, G. (1991) Tome 4 pp. 421-437 S.n. Une courte histoire de la paroisse Saint-Patrick
77	Joseph Arthur Godin	Plan jésuite		Bon état général - Pierres différentes au niveau du clocher latéral gauche.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-155
78	H. B. Little	Récollet	D	Bon état général. Église construite avec du calcaire gris.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-249
79	Philip J. Turner S.A. Maw	Récollet	D	Très bon état - Légères fissurations longitudinales (30cm) au milieu contrefort droit façade arrière.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-464
80	Victor Bourgeau	Récollet	A	Très bon état général.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-263 Pinard, G. (1989) Tome 3 pp. 479-492 S.n. Une visite à Saint-Pierre
81	Joseph Venne J. Omer Marchand	Plan jésuite	B	Bon état général - Fissuration au niveau du clocher latéral droit (fissure unique) - Intérieur : mur latéral gauche fissures réparées.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-011
82	Grattan D. Thompson	Récollet	D	Traces d'humidité, présence de lierre sur la structure. Zone résidentielle boisée.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-379

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
83	Victor Bourgeau Alcibiade Leprohon	Récollet	D	Différence de matériaux au niveau de la façade principale - reprise complète ? Reprise de maçonnerie - Bonne qualité de la maçonnerie.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-122
84	Louis-Alphonse Venne	Plan jésuite	C	Très bon état. Ressemblance avec Saints-Anges-Gardiens de Lachine.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-009
85	Inconnu	Récollet	C	Petite église. On note la différence du traitement donné aux pierres représentant les périodes de restauration.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-152 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91
86	Joseph-Égide-Césaire-Daoust Louis-Zéphirin Gauthier	Plan jésuite	C	Consolidation des clochers en cours (stabilité menacée) - Reprise des joints de mortier (90% de la façade principale).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-403 S.n. 1978. Visite de l'église Saint-Viateur
87	Ludger Lemieux	Récollet	D	Bon état, église fermée.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-267
88	Ludger lemieux	Plan jésuite	D	Modèle courant façade avec 2 tours latérales. Voir fissures au niveau de la partie centrale de la façade principale.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-008
89	Trudel et Brais			Ne correspond pas aux critères de l'étude à cause de son architecture (post 45).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-240
90	Gravel et Laliberté	Récollet	D	Très bon état, édifice en pierre de type du Parlement d'Ottawa. Escalier en granit - Rénovation semble récente.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-443
91	Ludger lemieux René Charbonneau	Plan jésuite	E	Centre de la façade mi-pierre mi-brique, reste de l'édifice en brique. Ne correspond pas aux critères de l'étude.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-163
92	Félix Barbeau John Lewis Forbes	Récollet	D	Petite église - Bon état général - reprise complète en 1939 (bâtiment entièrement crépi).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-094
93	Louis-Gustave Martin	Récollet	C	Présence d'un dispositif pour retenir le plâtre se détachant du plafond, en plus d'autres problèmes structuraux. Cet édifice sera en partie démoli (façade principale et tour conservées) pour faire place à un centre communautaire et une petite chapelle.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-259 S.n. Sainte-Brigide de Kildare, seconde patronne de l'Irlande (feuillet de visite)
94	Donat-Arthur Gascon Louis Parant	Récollet	D	Bon état général. Église en vente ?	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-034

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
95	Thomas Baillairgé	Récollet	A	Bon état général de la structure. Œuvre unique de Baillargé à Montréal. Modèle de façade repris pour l'église de la Visitation. Esse visible (retient les 2 couches de maçonnerie). En fondation : épais murs en pierre, charpente faite de troncs d'arbres sciés en deux, présence de 2 colonnes en béton.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-102 Noppen, L. (1977) pp. 156-57 Pinard, G. (1995) Tome 6 pp. 165-181 http://www.geocities.com/stegenevieve/historique.htm (5 octobre 07)
96	Alcide Chaussé		E	Façade ne correspond pas aux critères de l'étude à cause de son architecture (tendance post 45).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-234
97	Donat-Arthur Gascon Louis Parant	Plan jésuite	D	Façade-porche (imposant clocher central). Travaux importants de consolidation en cours. À noter le changement de couleur de la pierre (pâlit sous l'action de la pollution - photos).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-402 Dionne-Tousignant, M. (1990) pp. 3-25
98	Louis-Alphonse Venne Joseph Dalbé Viau	Plan jésuite	C	Bâtiment en bon état. Peu accessible.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-112
99	Teavil Appleton Henry Adare	Plan jésuite	D	Bon état de la structure. Façade carrée.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-317
100	Alphonse Piché	Plan jésuite	E	Façades latérales en brique - les contreforts qui soutiennent la façade principale sont fissurés et se détachent de la structure (photos).	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-
101	Jean-Zéphirin Resthler	Récollet		Visite à compléter si possible. La chapelle se situe au 4e étage de l'ensemble conventuel.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-017 Pinard, G. (1987) Tome 5 pp. http://www.sdssm.org/sanctuaire.html (15 octobre 07)
102	Charles A. Reeves Albert Mesnard	Plan jésuite	C	Présence de tirants au niveau du pignon de la façade principale (forme concave au niveau de la rosace) - Tours semblent penchées à l'extérieur (effet d'optique?) - Rejointoiement au niveau du clocher.	FPRQ(2003). Fiche 2003-06-421 Héritage Montréal (2005). pp
103	Donat-Arthur Gascon Louis Parant	Plan jésuite	D	Bon état - Traces de reprise de joints de maçonnerie. Deux immenses pilastres séparent la façade en trois parties. Voir jeu dans la pose de la maçonnerie de teintes différentes.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-422
104	Ross et MacDonald	Récollet	B	Structure en brique et béton avec un parement de pierre calcaire. Bâtiment d'architecture simple avec une technologie nouvelle. Reprise de la toiture	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-409

apport-Gratuit.com

	Architecte	Typologie	HR	Notes prises sur lors des visites	Références
				(effondrement partiel lors du verglas de janvier 1998).	
105	Guillaume Mann W. McLean Walbank	Récollet	C	Petite structure en angle d'un pâté de maisons. Voir jeu avec pierres de couleurs différentes en façade. 1 façade latérale et arrière peu visibles.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-318 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91 http://www.egliseunie.org/paroisses/st-jean/presentation/une_page_dhistoire.html (8 octobre 2007)
106	Inconnu		E	Petite église (voisine de St-Irénée). Seule la façade principale et les tours asymétriques sont constituées de pierre. Pierres noircies.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-209 Bergevin, H. (1981). pp. 79-91
107	Leslie A. Perry	Plan jésuite	C	Bon état général. Bâtiment situé en quartier résidentiel très boisé. Reprise des joints de maçonnerie et crépi sur les murs de fondation.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-221
108	Inconnu		E	Terrain vague à l'adresse indiquée.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-332 Héritage Montréal (2005). pp http://heritagemontreal.org/fr/wp-content/uploads/pdf/HM-MPatrimoineReligieux2005.pdf (6 octobre 2007)
109	John S. Archibald		A	Structure cubique en bon état. Murs en maçonnerie de pierre. Intérieur aménagé en complexe dont plusieurs pièces sont utilisées en partie pour le culte.	FPRQ (2003). Fiche 2003-06-364

ANNEXE X

BUDGET DE RESTAURATION DU PATRIMOINE

Tableau X-A Allocation de budget de restauration du patrimoine 2008-2009 et subvention obtenue en 2007-2008

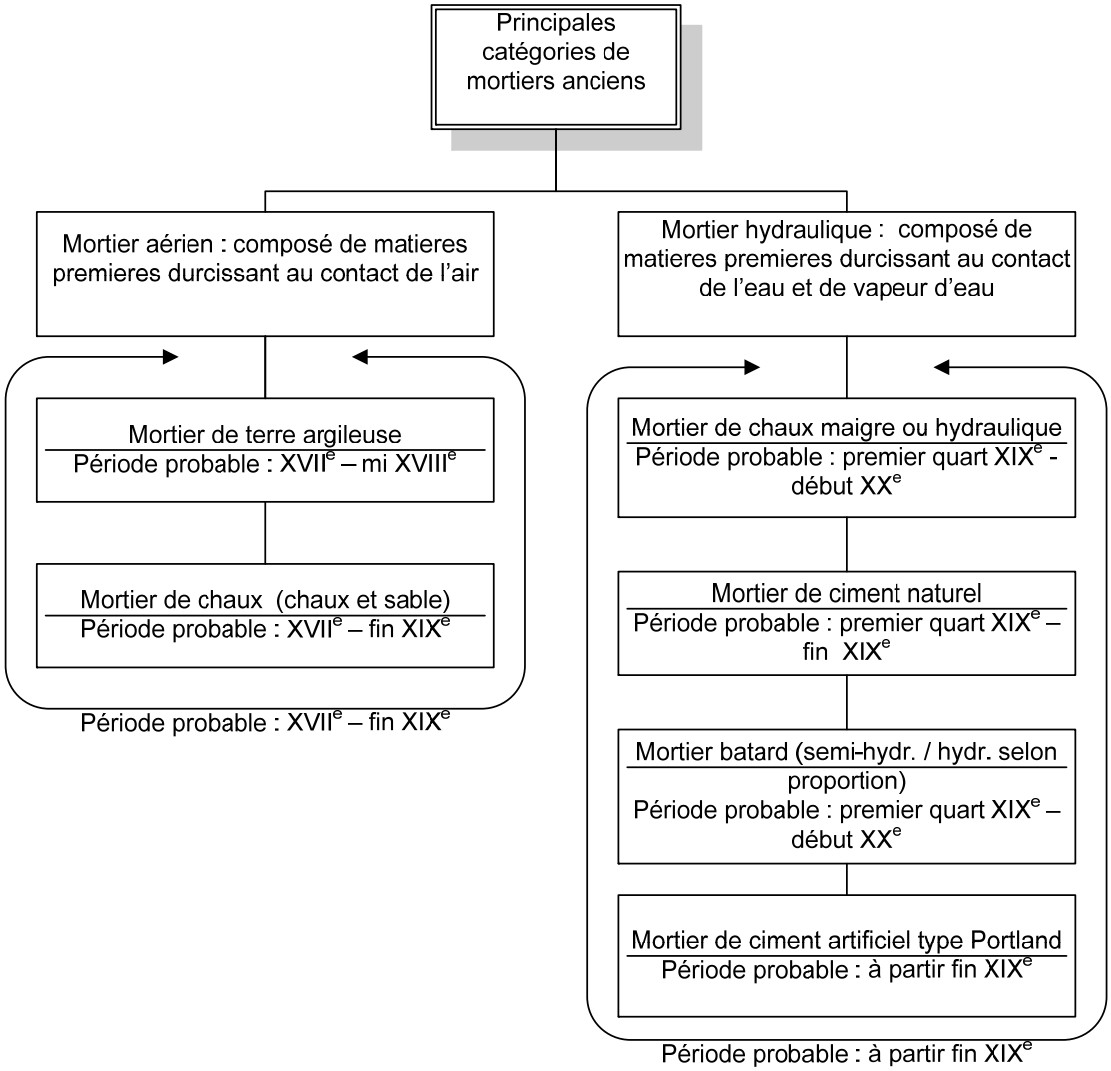
Tirée de CPRQ (2008)

		2008-2009		2007-2008
No. Inv.	**Édifice**	**Subvention ($CAD)**	**Description des travaux**	**Subvention ($CAD)**
27	Église Notre-Dame-de-Grâce	161 000	Restauration de la maçonnerie. Restauration et calfeutrage des portes	
40	Église Saint-Martyrs Coréens	94 500	Restauration des vitraux 2, 4, 6.	129 500
45	Église Saint-Brendan	134 000	Restauration de la toiture	
52	Église Saint-Enfant-Jésus-du-Mile-End	175 000	Restauration de la maçonnerie de l'église	45 500
56	Église Saint-George	80 500	Restauration des 24 fenêtres de l'église.	105 000
64	Église Saint-Jean-Berchmans	70 000	Restauration de la maçonnerie et de la toiture (toit plat côté est).	
65	Église Saint-Joachim	224 000	Restauration de la maçonnerie et de la fenestration.	203 412
80	Église Saint-Pierre Apôtre	122 500	Restauration de la maçonnerie de la façade.	
84	Église Saint-Stanislas-de-Kostka	77 500	Restauration partielle de la maçonnerie (pilastre et cheminée) et de la sacristie (façades sud et est)	
85	Église Saint-Stephen	35 000	Restauration des vitraux.	
86	Église Saint-Viateur	186 500	Compléter la restauration de la maçonnerie du clocher ouest.	395 500
98	Église Saint-Anges-Gardiens de Lachine	224 000	Restauration de la maçonnerie du clocher est	248 500
101	Église du Saint-Sacrement	140 000	Restauration de la fenestration. Phase 2.	115 500
104	Église Trinity Anglican Memorial	105 000	Restauration de la maçonnerie. Phase 1.	
107	Église Westmount Seventh day Adventist	280 000	Rejointoiement de la maçonnerie des murs arrière de l'église.	

ANNEXE XI

ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DE PRÉPARATION DES MORTIERS

Adapté de St-Louis (1984, p. 17)



ANNEXE XII

GÉOMÉTRIE DES FAÇADES ÉTUDIÉES

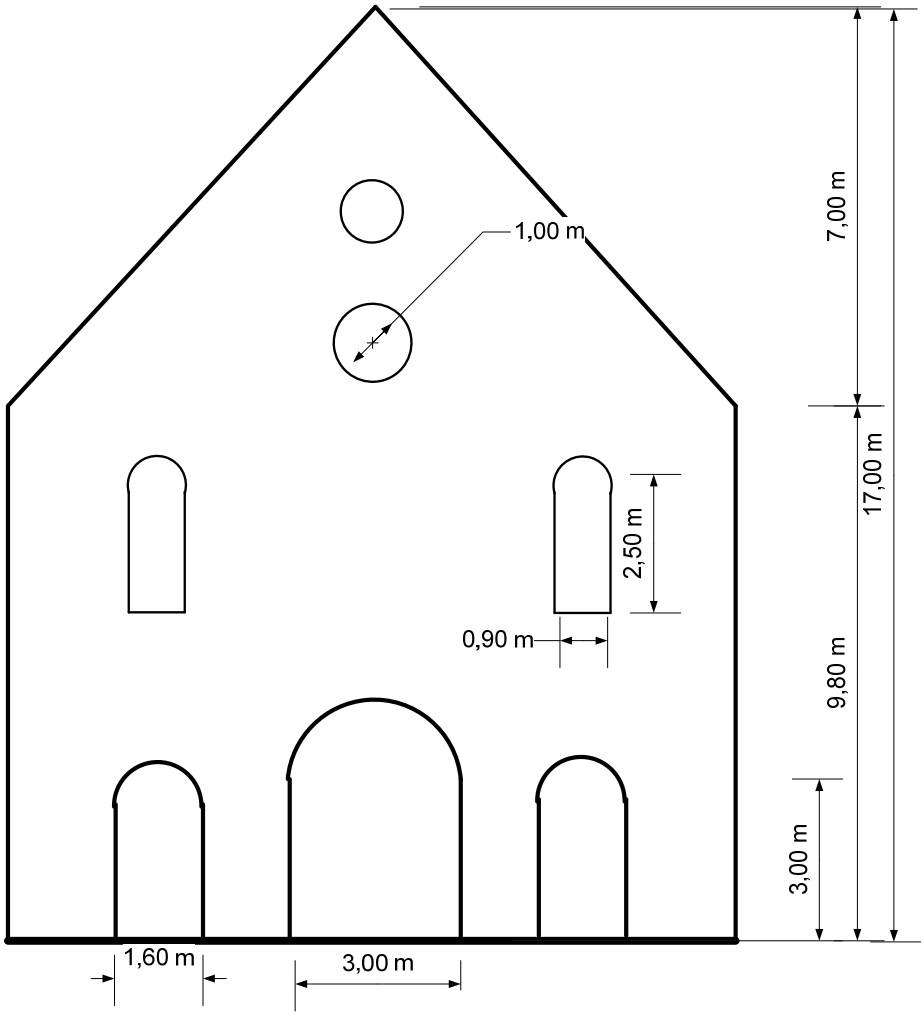


Figure XII-A Façade 1-A.

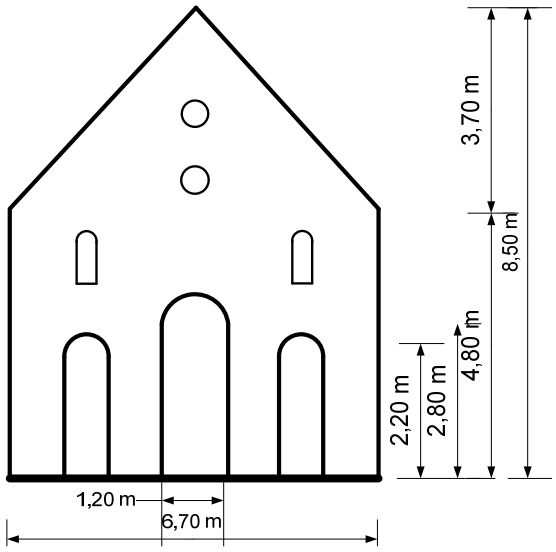


Figure XII-B: Façade 1-B.

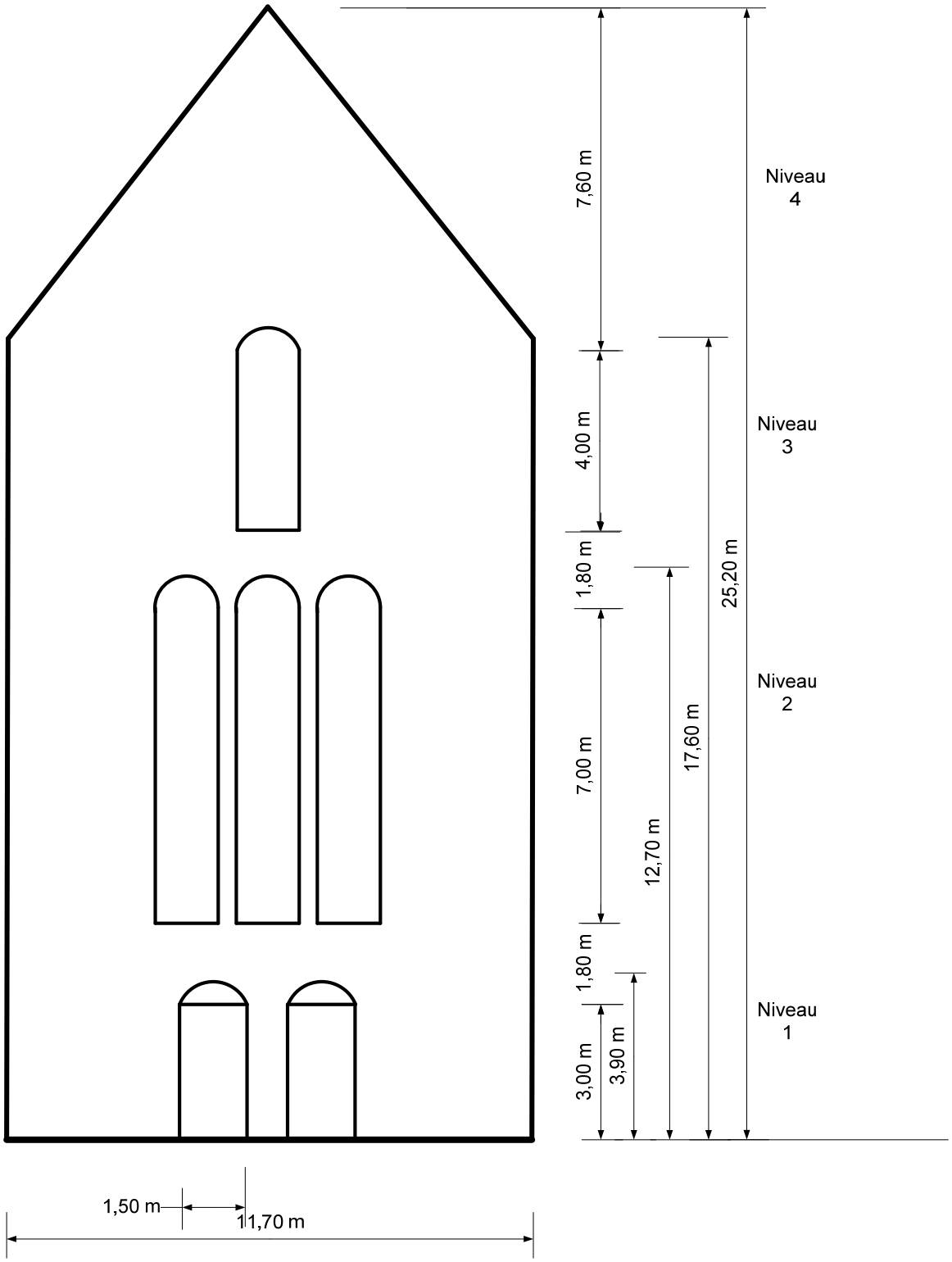


Figure XII-C Façade 2.

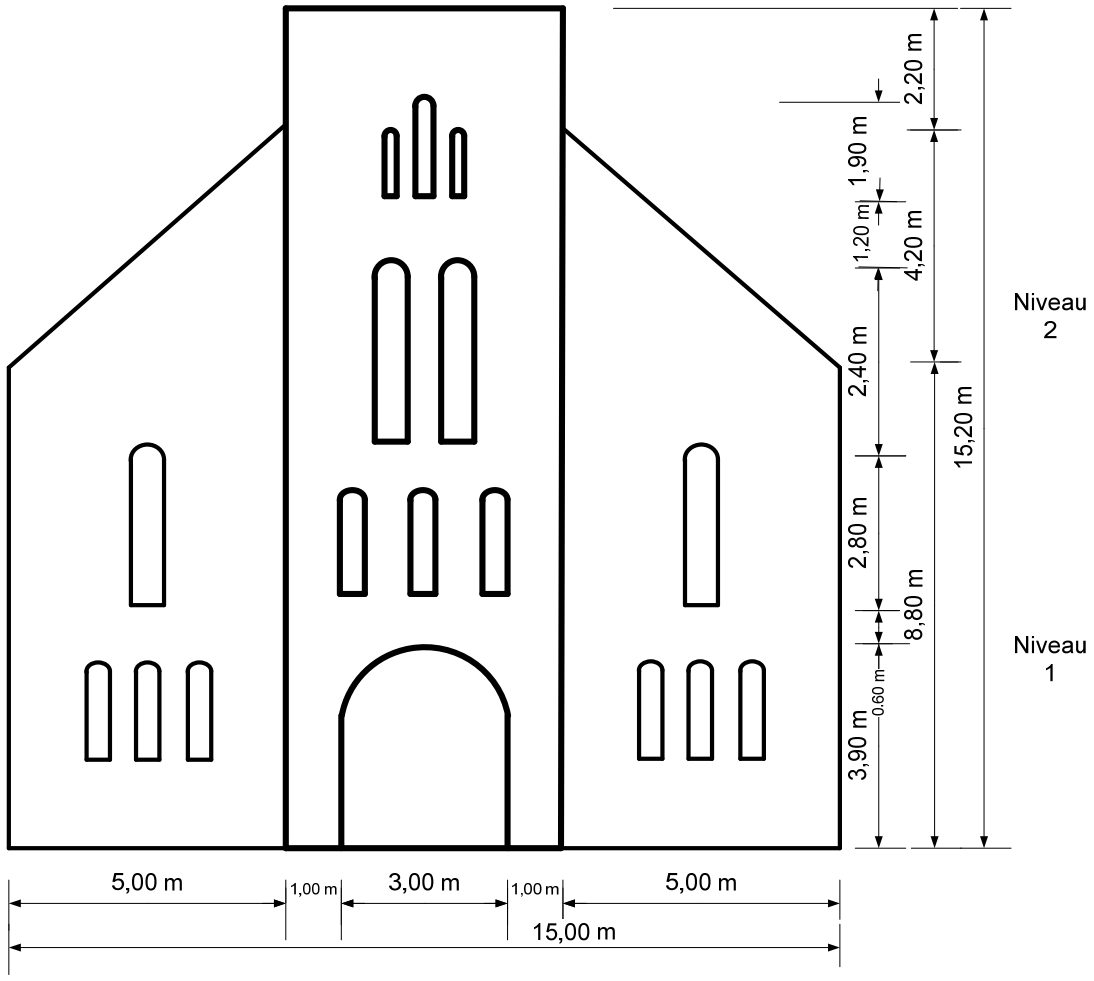


Figure XII-D Façade 3.

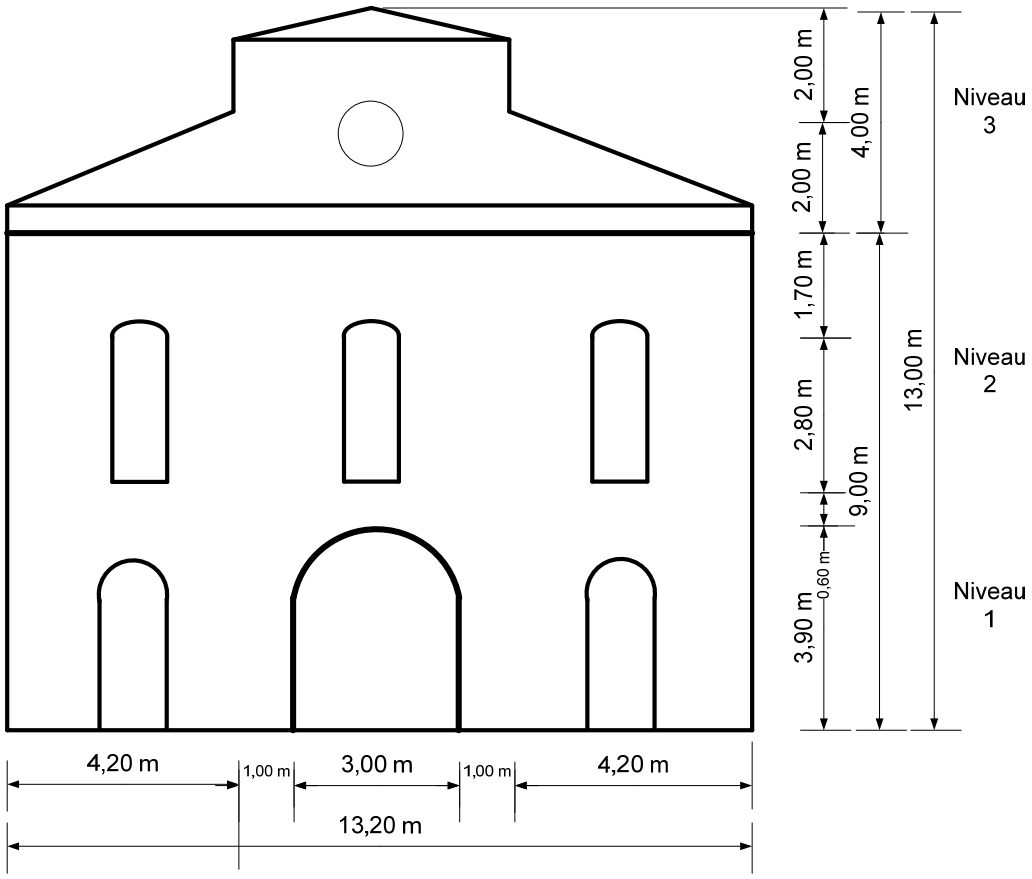


Figure XII-E Façade 5.

ANNEXE XIII

RÉSULTATS DES ANALYSES DES FAÇADES

Tableau XIII-A Caractéristiques géométriques des façades[21]

Niveau	Volume (m^3)	Masse ($kN.sec^2/m$)	Hauteur de fissuration (m)	α, β (m)	1-α, β	1+α, β	3-2β	tmg	tg
Typologie 1-A : largeur 13,20 m – épaisseur 0,60 m									
	93,07	204,76						1205,21	5,89
17,00	26,77	58,90	7,00	0,41	0,58	1,41	2,18	346,68	5,89
10,00	36,90	81,18	12,00	0,71	0,29	1,71	1,59	477,83	5,89
5,00	29,40	64,68							
Typologie 1-A : largeur 13,20 m – épaisseur 1,00 m									
	155,12	341,26						3347,80	9,81
17,00	44,62	98,16	7,00	0,41	0,58	1,41	2,18	962,99	9,81
10,00	61,50	135,30	12,00	0,71	0,29	1,71	1,59	1327,29	9,81
5,00	49,00	107,80							
Typologie 1-B : largeur 6,70 m - épaisseur 0,60 m									
	20,22	44,50						261,95	5,89
8,50	6,48	14,28	3,70	0,44	0,56	1,44	2,13	84,03	5,89
4,80	7,14	15,71	5,70	0,67	0,32	1,67	1,66	92,46	5,89
2,80	6,60	14,52							

[21] *Voir* annexe VII pour les formules et mécanismes de rupture

Niveau	Volume (m^3)	Masse ($kN.sec^2/m$)	Hauteur de fissuration (m)	α, β (m)	1-α, β	1+α, β	3-2β	tmg	tg
Typologie 1-B : largeur 6,70 m - épaisseur 1,00 m									
	33,72	74,17						727,64	9,81
8,50	10,82	23,793	3,70	0,44	0,56	1,44	2,13	233,41	9,81
4,80	11,90	26,18	5,70	0,67	0,33	1,67	1,66	256,83	9,81
2,80	11,00	24,20							
Typologie 2 : largeur 11,70 m – épaisseur 0,60 m									
	128,99	283,77						1670,29	5,89
25,20	26,68	58,68	7,60	0,30	0,70	1,30	2,40	345,43	5,89
17,60	33,68	74,09	12,50	0,49	0,50	1,50	2,00	436,10	5,89
12,70	46,66	102,64							
3,90	21,98	48,35							
Typologie 2 : largeur 11,70 m – épaisseur 1,00 m									
	214,98	472,96						4639,70	9,81
25,20	44,46	97,81	7,60	0,30	0,70	1,30	2,40	959,54	9,81
17,60	56,13	123,49	12,50	0,49	0,50	1,50	2,00	1211,40	9,81
12,70	77,76	171,07							
3,90	36,63	80,59							
Typologie 3 : largeur 5,00 m – épaisseur 0,60m									
	34,887	76,75						451,78	5,89
15,20	14,067	30,95	4,90	0,32	0,68	1,32	2,355263	182,16	5,89
10,30	13,62	29,96	11,00	0,72	0,28	1,72	1,552632	176,37	5,89
4,20	7,2	15,84							

apport-Gratuit.com

Niveau	Volume (m^3)	Masse ($kN.sec^2/m$)	Hauteur de fissuration (m)	α, β (m)	1-α, β	1+α, β	3-2β	tmg	tg
Typologie 3 : largeur 5,00 m – épaisseur 1,00 m									
	58,15	127,92						1254,89	9,81
15,20	23,45	51,58	4,90	0,32	0,68	1,32	2,36	505,99	9,81
10,30	22,70	49,94	11,00	0,72	0,28	1,72	1,55	489,91	9,81
4,20	12,00	26,40							
Typologie 5 : largeur 13,20 m – épaisseur 0,60 m									
	75,31	165,69						975,27	5,89
13,00	16,63	36,596	4,00	0,31	0,69	1,31	2,38	215,41	5,89
9,00	34,41	75,72	8,80	0,68	0,32	1,68	1,65	445,66	5,89
4,20	24,26	53,38							
Typologie 5 : largeur 13,20 m – épaisseur 1,00 m									
	125,5246	276,15						2709,07	9,81
13,00	27,7246	60,99	4,00	0,31	0,69	1,31	2,38	598,35	9,81
9,00	57,36	126,19	8,80	0,68	0,32	1,68	1,65	1237,94	9,81
4,20	40,44	88,97							

Tableau XIII-B Calcul de la capacité des façades hors-plan

	MR1		MR2		MR3		MR4	
Hauteur de fissuration	**M**	**a**	**M**	**a**	**M**	**a**	**M**	**a**
(m)	**(kNm)**	**(m /sec^2)**	**(kNm)**	**(m /sec^2)**	**(kNm)**	**(m /sec^2)**	**(kNm)**	**(m /sec^2)**
Typologie 1-A, largeur 13,20 m – épaisseur 0,60 m								
	602,60	0,35						
7,00			589,35	1,18	*2691,84*	*1,125*	*6460,41*	*2,70*
12,00			*1624,1*	*2,35*	1855,09	0,77	10759,51	4,46
Typologie 1-A, largeur 13,20 m – épaisseur 1,00 m								
	1673,90	0,58						
7,00			1637,08	1,96	*7477,33*	*1,87*	*17945,58*	*4,49*
12,00			*4512,80*	*3,92*	5153,02	1,28	29887,52	7,44
Typologie 1-B, largeur 6,70 m - épaisseur 0,60 m								
	130,97	0,69						
3,70			148,80	2,45	*317,92*	*2,20*	*808,05*	*5,60*
5,70			*280,67*	*4,20*	204,06	1,65	1034,86	8,37
Typologie 1-B, largeur 6,70 m - épaisseur 1,00 m								
	363,82	1,15						
3,70			413,33	4,09	*883,11*	*3,67*	*2244,57*	*9,33*
5,70			*779,65*	*7,01*	566,83	2,75	2874,63	13,95
Typologie 2, largeur 11,70 m – épaisseur 0,60 m								
	835,15	0,23						
7,60			494,60	0,67	*2822,68*	*0,82*	*5260,45*	*1,52*

	MR1		MR2		MR3		MR4	
Hauteur de fissuration	**M**	**a**	**M**	**a**	**M**	**a**	**M**	**a**
(m)	**(kNm)**	**(m /sec^2)**	**(kNm)**	**(m /sec^2)**	**(kNm)**	**(m /sec^2)**	**(kNm)**	**(m /sec^2)**
12,50			*865,34*	*0,93*	2571,45	0,70	7633,36	2,09
Typologie 2, largeur 11,70 m – épaisseur 1,00 m								
	2319,85	0,39						
7,60			1373,88	1,11	*7840,78*	*1,36*	*14612,36*	*2,54*
12,50			*2403,72*	*1,54*	7142,92	1,17	21203,79	3,48
Typologie 3, largeur 5,00 m – épaisseur 0,60 m								
	225,88	0,38						
4,90			268,81	1,14	*617,17*	*1,34*	*1204,389*	*2,61*
11,00			*638,28*	*2,80*	243,67	0,83	1520,015	5,16
Typologie 3, largeur 5,00 m – épaisseur 1,00 m								
	627,44	0,65						
4,90			746,70	1,90	*1714,37*	*2,23*	*3345,526*	*4,35*
11,00			*1773,01*	*4,67*	676,85	1,38	4222,263	8,60
Typologie 5, largeur 13,20 m – épaisseur 0,60 m								
	487,63	0,45						
4,00			311,143	1,31	*1968,49*	*1,58*	*3718,253*	*2,98*
8,80			*1379,42*	*2,80*	1900,57	1,07	9864,848	5,53
Typologie 5, largeur 13,20 m – épaisseur 100 m m								
	1354,54	0,75						
4,00			864,29	2,18	*5468,02*	*2,63*	*10328,48*	*4,97*
8,80			*3831,73*	*4,67*	5279,35	1,78	27402,36	9,22

Tableau XIII-C Calculs de l'accélération causant la rupture dans le plan des bouts de murs (épaisseur de 0,60 m)[22]

	P	**h_e**	**T**	**a**	**M_r**	**S_a e**	**M_o**	**%**	**Sa début**	**R**	**f_{cr}**	**M_{cr}**	**w_{ir}**	**Δ_{cr}**	**Φ_{cr}**	**a_{ir}**
		m	**s**	**m**	**kNm**	**m/s^2**	**kNm**		**m/s^2**	**kN/m**	kPa	**kNm/m**	**kN/m^2**	**m**	**/ m**	***g**
1	6,47	0,5	0,01	0,02	24,90	0,69	21,91	1,14	0,78	10,36	34,53	1,04	33,15	0,0002	0,0000	0,13
2	12,95	5	0,01	0,04	48,79	0,69	87,65	0,56	0,38	62,16	207,19	6,22	1,99	0,0002	0,0001	0,13
3	19,42	1,5	0,03	0,06	71,66	0,69	197,22	0,36	0,25	31,08	103,59	3,11	11,05	0,0045	0,0001	0,12
4	25,90	5	0,04	0,08	93,53	0,69	350,61	0,27	0,18	72,52	241,72	7,25	2,32	0,0030	0,0001	0,11
5	32,37	2,5	0,07	0,10	114,38	0,69	547,82	0,21	0,14	51,80	172,66	5,18	6,63	0,0208	0,0001	0,10
6	38,85	5	0,10	0,12	134,21	0,69	788,87	0,17	0,12	82,87	276,25	8,29	2,65	0,0172	0,0001	0,07
7	45,32	5	0,13	0,14	153,04	0,69	1073,74	0,14	0,10	88,05	293,52	8,81	2,82	0,0339	0,0002	0,04
8	51,80	4	0,17	0,16	170,85	0,69	1402,43	0,12	0,08	82,87	276,25	8,29	4,14	0,0850	0,0001	-0,01
9	58,27	5	0,21	0,18	187,65	0,66	1697,78	0,11	0,07	98,41	328,05	9,84	3,15	0,1035	0,0002	-0,06
10	64,75	5	0,26	0,20	203,44	0,59	1873,72	0,11	0,06	103,59	345,31	10,36	3,31	0,1660	0,0002	-0,13
11	71,22	5,5	0,32	0,22	218,21	0,64	2459,33	0,09	0,06	113,95	379,84	11,40	3,01	0,2210	0,0002	-0,22
12	77,70	5	0,38	0,24	231,97	0,61	2789,62	0,08	0,05	113,95	379,84	11,40	3,65	0,3787	0,0002	-0,33

[22] Détails des calculs réalisés à la page suivante.

Détails des calculs effectués pour le calcul de l'accélération causant la rupture dans le plan (Paulay et Priestley, 1992)

Valeurs d'entrée : P = poids du bout de mur, h_e = hauteur équivalente, T = période naturelle

Calcul de a hauteur du bloc de compression $a = \frac{0{,}8\,P}{0{,}85\,f'_{mt}}$

Moment résistant $M_r = a * 9{,}81\,\frac{l_w - a}{2}$

Moment de renversement $M_o = P * h_e * 9{,}81$

Rapport de moment % : $\frac{M_r}{M_0}$

Contrainte à la rupture avec 0,22 qui prend en compte une accélération verticale $f_{cr} = \frac{2R}{0{,}22}$

Moment à la rupture M_{cr}

Force latérale équivalente w_{ir}

Déplacement central Δ_{cr}

Accélération à la rupture a_{ir}

ANNEXE XIV

RÉSULTATS DES ANALYSES DES TOURS

Tableau XIV-A Caractéristiques des modèles créés sur Nonlin et résultats de l'analyse linéaire

Tour 5DDL		Tour 2DDL	
STRUCTURAL PROPERTIES AS INPUT		STRUCTURAL PROPERTIES AS INPUT	
Initial Stiffness	35652.301 kN/m	Initial Stiffness	51378.801 kN/m
Structural Weight	8872.000 kN	Structural Weight	2783.020 kN
Structural Damping	3.000 % Critical	Structural Damping	3.000 % Critical
STRUCTURAL PROPERTIES DERIVED FROM INPUT:		STRUCTURAL PROPERTIES DERIVED FROM INPUT:	
Structure Mass (Mass Units)	904.660 kN-sec2/m	Structure Mass (Mass Units)	283.779 kN-sec2/m
Structure Circular Frequency	6.278 radians/sec	Structure Circular Frequency	13.456 radians/sec
Structure Cyclic Frequency	0.999 Hertz	Structure Cyclic Frequency	2.142 Hertz
Structure Period of Vibration	1.001 seconds	Structure Period of Vibration	0.467 seconds
Structural Damping Constant	340.751 kN-sec/m	Structural Damping Constant	229.104 kN-sec/m
FORCING FUNCTION PROPERTIES:		FORCING FUNCTION PROPERTIES:	
Title	IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE - EL CENTRO	Title	IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE - EL CENTRO
Absolute Maximum Value	0.348	Absolute Maximum Value	0.348
Number of Data Points	2688	Number of Data Points	2688
Digitization Timestep	0.020 seconds	Digitization Timestep	0.020 seconds
Analytical Timestep	0.0020 seconds	Analytical Timestep	0.0010 seconds
SUMMARY OF RESPONSE MAXIMA:		SUMMARY OF RESPONSE MAXIMA:	
Maximum Inertial Force	7323.4538 kN	Maximum Inertial Force	2927.0539 kN
Maximum Damping Force	365.1642 kN	Maximum Damping Force	162.7994 kN
Maximum Spring Force	5459.1671 kN	Maximum Spring Force	3012.9778 kN
Maximum Damping + Spring Force	5469.1768 kN	Maximum Damping + Spring Force	2998.0861 kN
Maximum Total Force (D+S+I)	3091.2230 kN	Maximum Total Force (D+S+I)	969.6726 kN
Maximum Computed Displacement	0.1531 m	Maximum Computed Displacement	0.0586 m
Maximum Computed Velocity	1.0716 m/sec	Maximum Computed Velocity	0.7106 m/sec
Maximum Computed Acceleration	8.0953 m/sec2	Maximum Computed Acceleration	10.3146 m/sec2

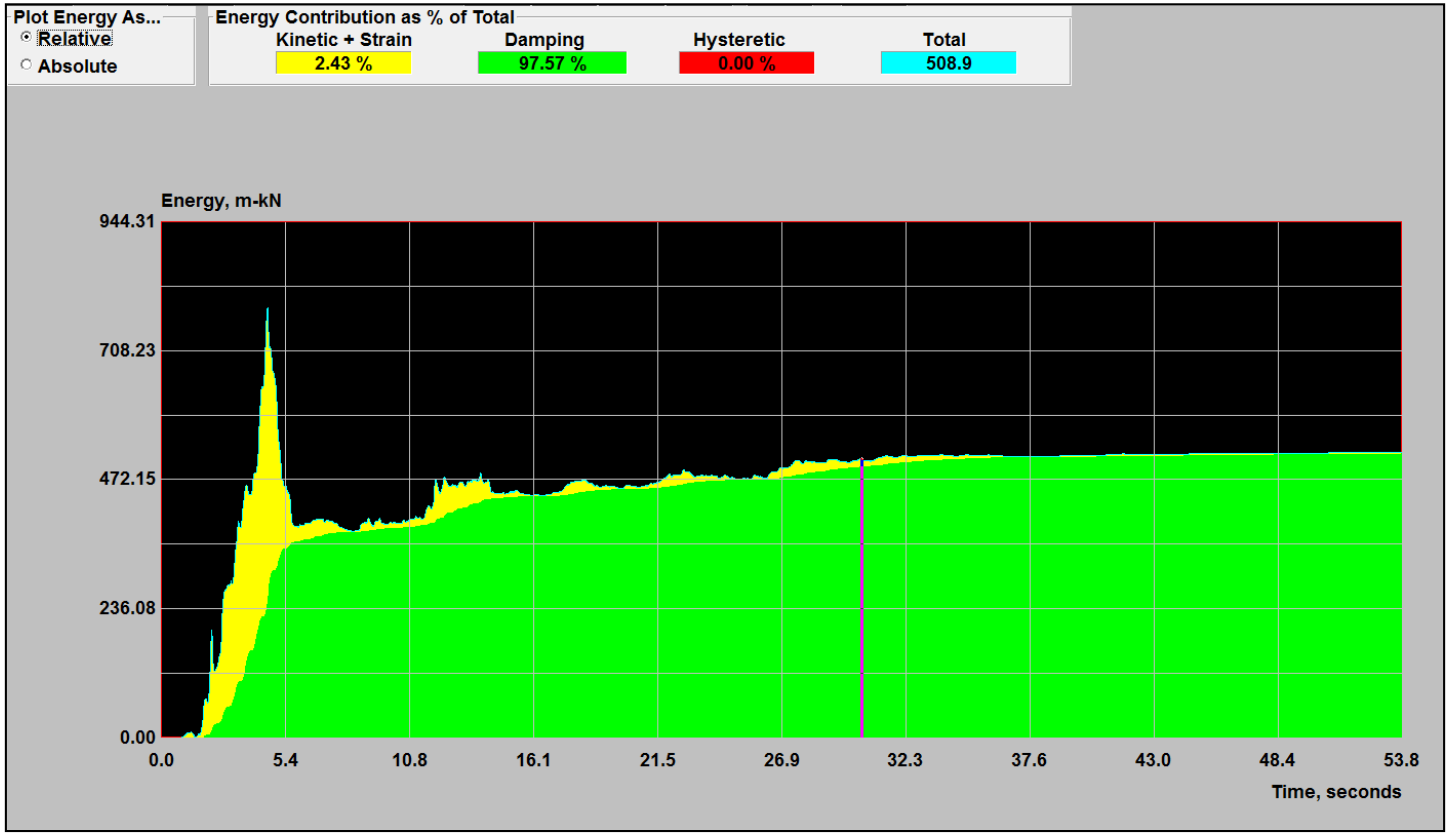


Figure XIV-A Courbe de dissipation d'énergie de la tour à 5DDL.

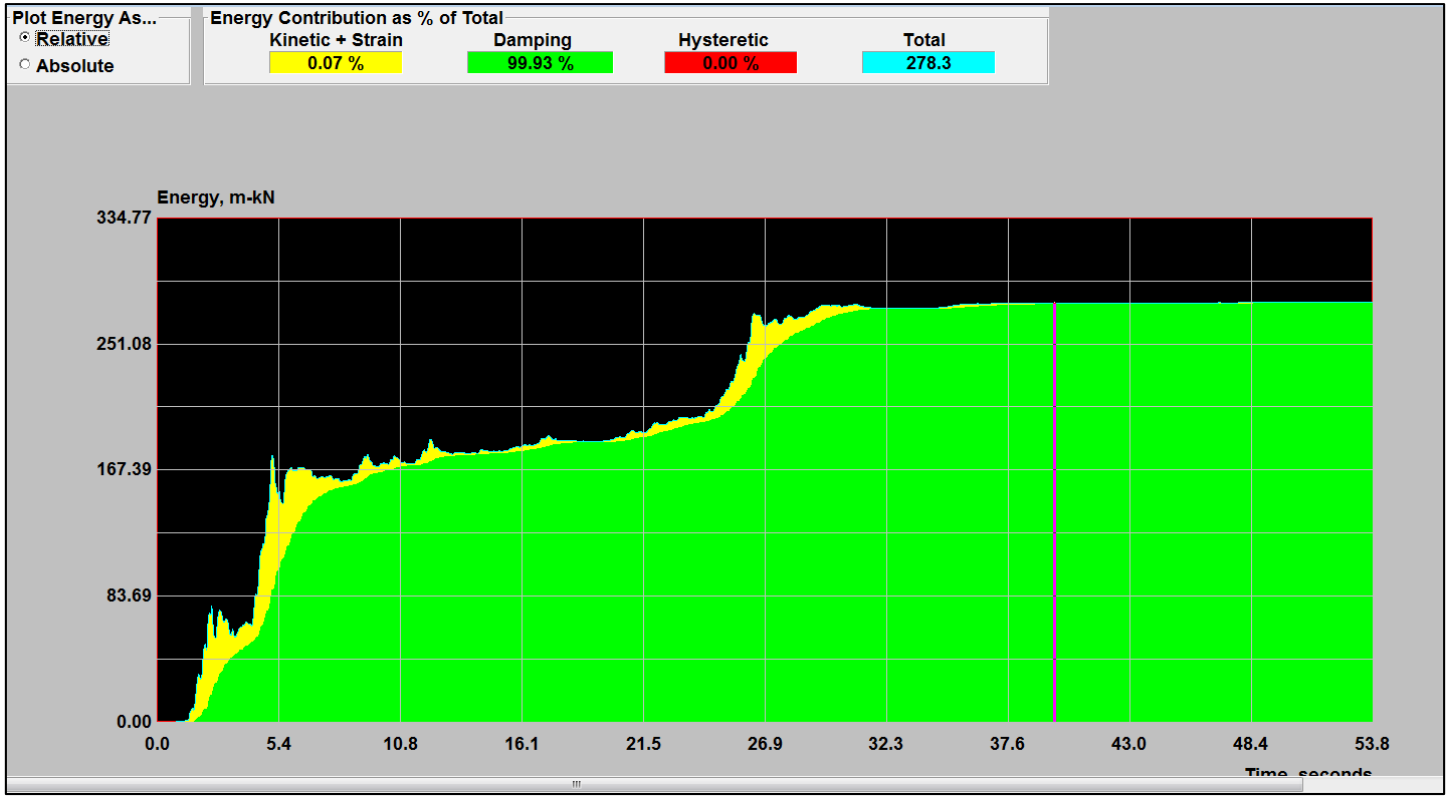
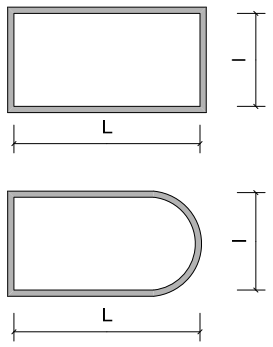
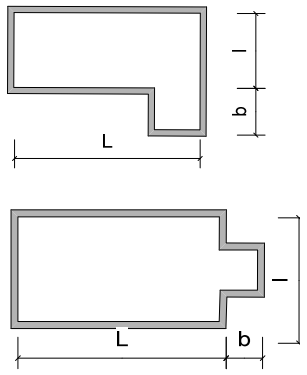
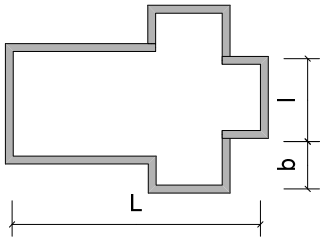
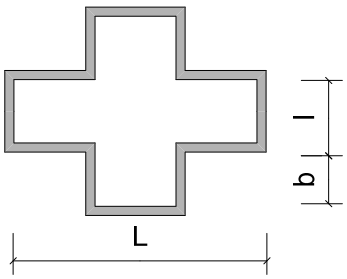


Figure XIV-B Courbe de dissipation d'énergie de la tour 2DDL.

ANNEXE XV

GUIDE POUR L'ATTRIBUTION D'UNE CLASSE DE PLAN AU SOL

Plan au sol	Ratio l/L	Ratio b/L	Classe	Commentaires
	$\frac{l}{L} \geq 0.8$	N/A	A	Plan assimilable à un carré
	$0.6 \leq \frac{l}{L} < 0.8$	N/A	B	
	$0.4 \leq \frac{l}{L} < 0.6$	N/A	C	
	$\frac{l}{L} \leq 0.4$	N/A	N/A	Cas peu probable dans l'inventaire
	$\frac{l}{L} \geq 0.8$	$\frac{b}{L} \leq 0.1$	A	
	$0.6 \leq \frac{l}{L} < 0.8$	$0.1 < \frac{b}{L} \leq 0.2$	B	
	$0.4 \leq \frac{l}{L} < 0.6$	$0.2 < \frac{b}{L} \leq 0.3$	C	
	$\frac{l}{L} \leq 0.4$	$\frac{b}{L} > 0.3$	D	Plan au sol de forme longitudinale
	$\frac{l}{L} \geq 0.8$	$\frac{b}{L} \leq 0.1$	A	Cas des églises avec faible extension du transept
	$0.6 \leq \frac{l}{L} < 0.8$	$0.1 < \frac{b}{L} \leq 0.2$	B	
	$0.4 \leq \frac{l}{L} < 0.6$	$0.2 < \frac{b}{L} \leq 0.3$	C	Plus courants dans l'inventaire
	$\frac{l}{L} \leq 0.4$	$\frac{b}{L} > 0.3$	D	
	$\frac{l}{L} \geq 0.8$	N/A	N/A	Cas non probables dans l'inventaire (b=l)
	$0.6 \leq \frac{l}{L} < 0.8$	N/A	N/A	
	$0.4 \leq \frac{l}{L} < 0.6$	$0.2 < \frac{b}{L} \leq 0.3$	C	Plus courants dans l'inventaire
	$\frac{l}{L} \leq 0.4$	$\frac{b}{L} > 0.3$	D	

ANNEXE XVI

ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ DE L'ÉGLISE SAINTE-BRIGIDE [93]

FORMULAIRE D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE

FICHE D'UN LIEU DE CULTE

1 | 2
3 | 4

Cliquez sur une image pour l'agrandir

Illustrations :

1. Lieu de culte : vue frontale de la façade principale .
2. Lieu de culte : vue d'angle 3 - angle façade arrière gauche et façade latérale droite .
3. Vue d'angle 1 depuis l'arrière - angle façade latérale gauche en direction du choeur .
4. Vue d'angle 4 depuis le choeur - angle façade latérale droite et revers de façade .

© Fondation du patrimoine religieux du Québec

Note au lecteur :
Toutes les cotes d'évaluations patrimoniales retrouvées sur ce site sont le résultat d'une analyse effectuée en fonction des informations et des expertises disponibles au 31 décembre 2004. Il est donc possible que l'évaluation d'un bien puisse être modifiée au cours des ans avec le développement de nouvelles connaissances.

ÉGLISE SAINTE-BRIGIDE-DE-KILDARE

Adresse :	1174, rue De Champlain H2L 2R8
Municipalité :	Montréal
MRC :	Montréal (Ville)
Région administrative :	région de Montréal (06)
Téléphone du propriétaire :	514.522.4584
Tradition religieuse actuelle :	Catholique
Hiérarchisation régionale :	Supérieure (C)
Construction :	1878 - 1880
Concepteurs :	• Louis-Gustave Martin, Architecte
Éléments du site :	Enclos, monument, presbytère, chemin couvert, autre construction d'importance
EXTÉRIEUR	
Revêtement dominant façade principale :	Pierre
murs :	Pierre
toiture :	Asphalte (bardeau)
INTÉRIEUR	
Revêtement dominant des murs :	Plâtre
de la voûte ou du plafond :	Plâtre
Forme de la voûte :	Arc en plein cintre
Plan au sol :	Rectangulaire choeur en saillie chevet plat
Plan intérieur :	Nef à 3 vaisseaux, tribune (s) arrière, 2 tribune (s) choeur
Autres éléments :	• Orgue : Samuel Russell Warren; 1891 Réfection: J.E. Pépin 1904; Casavant 1948 et Guilbault-Therrien 1997 • Vitraux : Delphis Adolphe Lemieux; 1896 • Décor peint : Arthur Jodoin et T.X. Renaud; 1891

Mise à jour : 9 2006

Fiche no 2003-06-259

Rapport-Gratuit.com

	Typologie des églises québécoises	V_0	À remplir
M1	Maçonnerie en moellons bruts ou pierres tout venant		
M1a.	Moellon brut, pierre tout venant	0,87	
M1b.	Pierres disposées régulièrement	0,74	
M2	Maçonnerie en pierres taillées		
M2a.	Pierres taillées dressées en parement	0,74	
M2b.	Pierres taillées sur toutes les faces	0,62	
M3	Pierres massives	0,62	
	Indice de vulnérabilité de base = M2a	V_0	0,74
	Paramètres et vulnérabilité analysée	**Cotes**	
	Année de construction = 1878-1880		0
	1880-1945	-0,02	
	1850-1880	0	
	1760-1850	0,02	
	1760-1850 - travaux de consolidation effectués	0	
	1600-1760	0,02	
	Classement au patrimoine = C		0
	E – faible	-0,04	
	D – Moyenne	-0,02	
	C – supérieure	0	
	B – Exceptionnelle	0,02	
	A – Incontournable	0,04	
	Régularité en plan = 3 nefs		0,02
	Présence d'une nef	0	
	Présence de trois nefs	0.02	
	Plan au sol (L=51,49m, l=22,61m)		- 0,02
	A	-0,04	
	B (très faible extension des transepts)	-0,02	
	C	0,02	
	D	0,04	
	Renforcement de la structure = Non		0,08
	Instabilité limitée, présence de tirants		
	Instabilité hors plan des murs (faible connexion des murs)		

Hauteur des murs latéraux (h=17.83m)		0,04
h ≤ 6 m	-0,04	
6m < h < 12 m	0	
h > 12 m	0,04	
Toiture = Présence de clocher		0,04
- Instabilité limitée, présence de tirants	0	
- Présence de dôme, clocher (absence de connexion)	0,04	
Épaisseur des murs = ?		0,04
e ≥ 1 m	-0,04	
e ≤ 0,60 m	0,04	
État de conservation = mauvais		0,04
Bon	-0,04	
Mauvais	0,04	
Catégorie d'emplacement (Classes A, B, C)		0
Classes A, B, C	0	
Classes D et E	0,04	
Niveau de sismicité (Montréal, modéré)		0
Faible	-0,02	
Modéré	0	
Élevé	0,02	
Indice de vulnérabilité		1,00

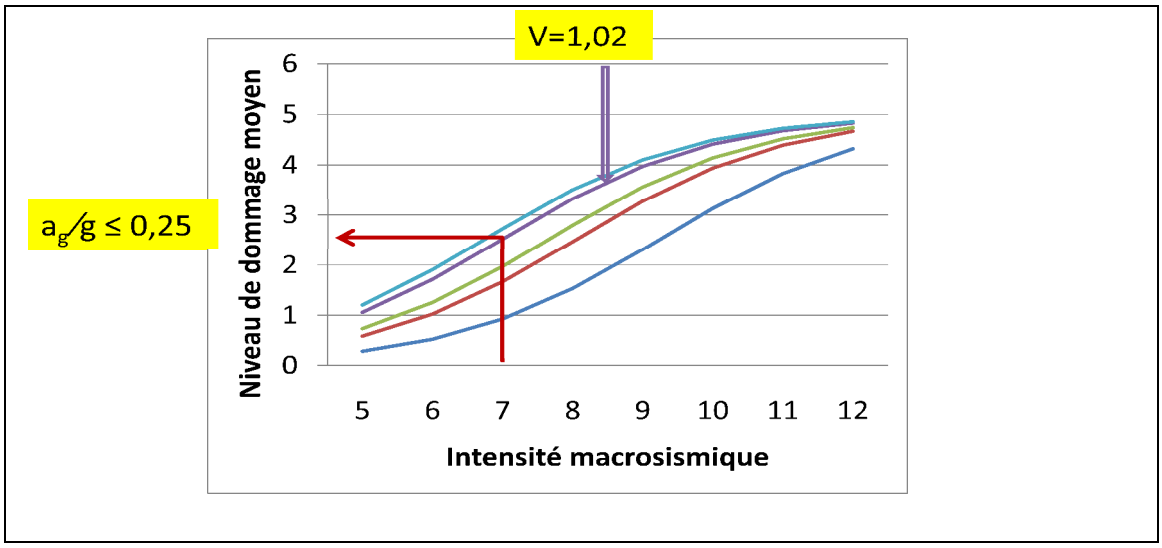


Figure XVI-A Identification du niveau de dommages reliés à une intensité macrosismique égale à 7.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

BIBLIOGRAPHIE

Abran, A., L. Laframboise et P. Bourque. 1999. *A Risk Assessment Method and Grid for Software Engineering Measurement Programs*. Coll. « Université du Québec à Montréal, Département d'informatique ». 99-03 p.

Adams, J., et G.M. 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, J., G. Rogers, S. Halchuck, D. McCormack et J. Cassidy. 2002. « The case for an advanced national earthquake monitoring system for Canada's cities at risk ». In *7th US Conference on Earthquake Engineering* (Boston, 21-25 juillet 2002). p. 10.

Atkinson, G. M. 1999. *Spectrum-compatible time histories for 1/2500 P.A. uniform hazard spectra*. Personal Commun.

Atkinson, G.M., et I.A. Beresnev. 1998. « Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps ». *Canadian Journal of Civil Engineering,* vol. 25, n° 2 (Apr), p. 305-318.

Auger, J. 1998. *Mémoire des bâtisseurs du Québec : Répertoire illustré de systèmes de construction du 18è siècle à nos jours*. Montréal: Service de prévention des incendies de Montréal, Institut de recherche en santé et en sécurité du travail, 155 p.

Augusti, G., et M. Ciampoli. 2000. « Heritage buildings and seismic reliability ». *Progress in Structural Engineering and Materials,* vol. 2, n° 2, p. 225-237.

Augusti, G., M. Ciampoli et P. Giovenale. 2001. « Seismic vulnerability of monumental buildings ». *Structural Safety,* vol. 23, n° 3, p. 253-274.

Augusti, G., M. Ciampoli et S. Zanobi. 2002. « Bounds to the probability of collapse of monumental buildings ». *Structural Safety*. Vol. 24, p. 89-105.

Beconcini, M.L., S. Bennati et W. Salvatore. 2001. « Structural characterisation of a medieval bell tower: First historical, experimental and numerical investigations ». *Historical Constructions*. p. 431–444.

Belmouden, Y., et P. Lestuzzi. 2006. *Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse*. Coll. « Rapport de recherche ». Lausanne: École polytechnique fédérale de Lausanne, Informatique et mécanique appliquées à la construction, 224 p.

Binda, L., C. Poggi, G.M. Roberti et R.T. Folli. 2000. *On site investigation and monitoring of the "Torrazzo" of Cremona*. Polytechnique de Milan , University of Reggio Calabria 6p.

Binda, L., et A. Saisi. 2001. *State of The Art of Research on Historic Structures in Italy*. Dept. of Structural Engineering, Politecnico of Milan, Italy, 51 p.

Brennet, G., K. Peter et M. Badoux. 2001. *Vulnérabilité sismique de la ville d'Aigle - 1ère partie : Inventaire sismique et vulnérabilité du bâti traditionnel*. Lausanne: École polytechnique fédérale de Lausanne, 118 p.

Brodeur, M. 2004. *1010 rue Saint-Denis - 329-75 avenue Viger Est - 1020 rue Saint-Denis : Étude patrimoniale*. Montréal, 86 p.

Bruneau, M. 1995. « Performance of masonry structures during the 1994 Northridge (Los Angeles) earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering,* vol. 22, n° 2, p. 378-402.

Bruneau, M., et M. Lamontagne. 1994. « Damage from 20th century earthquakes in eastern Canada and seismic vulnerability of unreinforced masonry buildings ». *Canadian Journal of Civil Engineering,* vol. 21, n° 4, p. 643-662.

Casolo, S., S. Neumair, M. A. Parisi et V. Petrini. 2000. « Analysis of Seismic Damage Patterns in Old Masonry Church Facades ». *Earthquake Spectra,* vol. 16, n° 4, p. 757-773.

Cavaleri, L., S. Lagomarsino, S. Podestà et G. Zingone. 2000. « Vulnerability models and damage scenarios for the churches ». In *The Catania Project: Earthquake Damage Scenarios For a High-Risk Area in the Mediterranean*, sous la dir. de CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma. p. 8. Catania.

Chouinard, L., P. Rosset, A. De La Puente, R. Madriz, D. Mitchell et J. Adams. 2004. « Seismic hazard analysis for Montreal ». In *13 thWorld Conference on Earthquake Engineering* (1-6 août 2004). p. 12. Vancouver, B.C., Canada.

Colantonio, A. 2002. « Procédures d'investigation par thermographie infrarouge pour quatre types génériques de murs extérieurs ». In *Les outils de diagnostic du bâtiment* (5 novembre 2002), sous la dir. de Travaux publics et services gouvernementaux du Canada. Montréal, Qc: Programme de prévention du fonds d'assurance des architectes du Québec.

Combescure, D., P. Gueguen et B. Lebrun. 2005. *Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble*. Document de travail. Grenoble: Groupe AFPS.

CPRQ. 2007. « Site Internet du Conseil du patrimoine religieux du Québec ». En ligne. <http://www.patrimoine-religieux.qc.ca/>. Consulté le 31 mai 2007.

CPRQ. 2008. *Rapport annuel 2008*. Coll. « Rapports annuels ». Conseil du patrimoine religieux du Québec.

CSI "Pierre". 2008. *ICOMOS-ISCS : Illustrated glossary on stone deterioration patterns - Glossaire illustré sur les formes d'altération de la pierre*. Coll. « Monuments et sites XV ». Champigny/Marne, France: Institut 86 p. <www.international.icomos.org/publications/monuments_and_sites/15/pdf/Monuments_and_Sites_15_ISCS_Glossary_Stone.pdf>. Consulté le 28 septembre 2008.

CUM, et SPT. 1981. *Architecture religieuse*. Coll. « Répertoire d'architecture traditionnelle sur le territoire de la Communauté urbaine de Montréal ». Montréal: Communauté urbaine de Montréal, Service de la planification du territoire.

D'Ayala, D. 2000. « Establishing correlation between vulnerability and a damage survey for churches ». In *12th World Conference on Earthquake Engineering* (Auckland, 30 janvier - 4 février 2000). p. 9.

D'Ayala, D., R. Spence, D.V. Oliveira et A. Pomonis. 1997. « Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres ». *Earthquake Spectra,* vol. 13, n° 4 (1999), p. 773-793.

D'Ayala, D., et E. Speranza. 2003. « Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings ». *Earthquake Spectra,* vol. 19, n° 3 (Aug), p. 479-509.

D'Ayala, D., et E. Speranza. 2002. « An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings ». In *12th European conference on earthquake engineering* (Londres, 9-13 septembre 2002). Vol. 3, p. 3-3. Elsevier Science Ltd.

Devaux, M. 2008. « Seismic vulnerability of cultural heritage buildings in Switzerland ». Thèse de doctorat en génie en ligne, Lausanne, École polytechnique fédérale de Lausanne, 430 p. In *Thèses de l'EPFL*.

Devaux, M., et P. Lestuzzi. 2005. « Seismic vulnerability of monumental buildings in Switzerland ». In *Structural Studies, repairs and Maintenance of Heritage Architecture IX* (Malte, 2005), sous la dir. de Brebbia, C.A, et A. Torpiano. p. 215-225. IX. Southampton (Boston): Wit Press.

Doglioni, F., A. Moretti et V. Petrini. 1994. *Le chiese e il terremoto*. Trieste: Edizioni LINT, 320 p.

ÉCQ. 2009. « Département du bâtiment ». In *Église catholique de Québec*. En ligne. <<http://www.diocesequebec.qc.ca/services/administratifs/batiment>>. Consulté le 25 octobre 2009.

Elmenshawi, A., M.M. Sorour, A. Mufti, L. Jaeger et N.G. Shrive. 2010. « In-plane seismic behaviour of historic stone masonry ». *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 37, p. 465-476.

FEMA. 1988. *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook*. Rapport FEMA-154. Washington D.C.: Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency

FIB. 2009. « Fiches techniques ». In *Fédération internationale du béton*. En ligne. <http://www.fib.org/>. Consulté le 22 octobre 2009.

Filiatrault, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal: Éditions de l'École polytechnique de Montréal, 478 p.

FPRQ. 2002. *Rapport annuel 2001-2002*. Coll. « Rapports annuels ». Fondation du patrimoine religieux du Québec.

FPRQ. 2003. *Base de données sur les églises construites avant 1945* Fiches signalétiques et photos. Montréal: Fondation du patrimoine religieux du Québec.

FPRQ. 2004. « Site Internet : Inventaire des lieux de culte ». En ligne. <http://www.lieuxdeculte.qc.ca/>. Consulté le 31 mai 2007.

Gascon & Parant Architectes. 1931. *Devis descriptif des travaux à être exécutés pour l'érection d'une église - Paroisse de Saint-Marc*. Contrat No. 221. Montréal et Trois-Rivières: Gascon et Parant Architectes, 56 p.

Gentile, C., et A. Saisi. 2007. « Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment ». *Construction and Building Materials,* vol. 21, n° 6, p. 1311-1321.

Giovinazzi, S. 2005. « The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis ». Thèse de doctorat en génie en ligne, Braunschweig (Germany) and Florence (Italy), Technical University Carolo-Wilhelmina at Braunschweig and University of Florence, 200 p. In *Braunschweig university library*.

GNDT. 1994. *Rilevamento della vulnerabilita sismica degli edifici - Istruzioni per la compilazione della scheda di 2° livello : Muratura*. Roma: Groupe national de défense contre les tremblements de terre

Gouin, P. 2001. *Tremblements de terre historiques au Québec : de 1534 à mars 1925, identifiés et interprétés à partir des textes originaux contemporains* Montréal: Guérin, vii, 1491 p.

Gowans, A. 1955. *Church architecture in New France*. Toronto: University of Toronto press, xii, 162 p.

Grünthal, G., M.W. Musson et M. Stucchi. 1998. *L'échelle macrosismique européenne (EMS-98)*. Coll. « Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie ». Luxembourg: Conseil de l'Europe.

GTTTBC. 2004. *Rapport d'experts : Tremblements de terre et biens culturels* Rapport d'experts. Zurich: Office fédéral de la protection de la population (OFPP), 47 p.

Halchuk, S., J. Adams et F. Anglin. 2007. « Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities ». In *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering* (Ottawa, Canada, 26-29 juin 2007).

Hendry, A.W., B.P. Sinha et S.R. Davies. 1997. *Design of masonry structures*, 3e. Coll. « Load bearing brickwork design ». Edinburgh: Spon E & FN (UK), 271 p.

Hirsch, G., et H. Bachmann. 1997. « Towers ». In *Vibration problems in structures: Practical guidelines*, sous la dir. de Verlag, Birkhäuser. Vol. 1, p. 234. Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser Verlag.

IRC-CNRC. 2005. *Code national du bâtiment du Canada*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

Ivorra, S., et F.J. Pallarés. 2006. « Dynamic investigations on a masonry bell tower ». *Engineering Structures,* vol. 28, n° 5, p. 660-667.

Karbassi, A., et M-J. Nollet. 2008. « Development of an index assignment procedure compatible with the regional seismicity in the province of Quebec for the rapid visual screening of existing buildings ». *Canadian Journal of Civil Engineering,* vol. 35, n° 9, p. 925-937.

Karray, M. 1994. « Étude de la performance sismique des maisons-types d'habitations unifamiliales pour l'est du Canada ». Mémoire de maîtrise, Canada, Université de Sherbrooke (Canada). In *Proquest*.

Lagomarsino, S. 1998. « Sicurezza e conservazione delle chiese in zona sismica ». En ligne Groupe national de défense contre les tremblements de terre.

Lagomarsino, S., S. Giovinazzi, S. Podestà et S. Resemini. 2000. *WP5: Vulnerability assessment of historical and monumental buildings - Handbook*. Coll. « An advanced

approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns », Contract : EVK4-CT-2000-00014. Gênes: University of Genoa, 90 p.

Lagomarsino, S., et S. Podestà. 2004. « Seismic vulnerability of ancient churches: I. Damage assessment and emergency planning ». *Earthquake Spectra,* vol. 20, p. 377.

Lagomarsino, S., S. Podestà et S. Resemini. 2004. « Observational and mechanical models for the vulnerability assessment of monumental buildings ». In *13th World Conference on Earthquake Engineering* (Vancouver, 1-6 août 2004).

Lamontagne, M. 2002. « An overview of some significant eastern canadian earthquakes and their impacts on the geological environment, buildings and the public ». *Natural hazards,* vol. 26, n° 1, p. 55-67.

Lamontagne, M. 2008. *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007*. Coll. « Commission géologique du Canada : Dossier public », 5547. 22 p.

Lamontagne, M., et S. Halchuk. 2007. « Séismes Canada ». In *Ressources naturelles Canada: Secteur des sciences de la Terre*. En ligne. <http://seismescanada.rncan.gc.ca/historic_eq/20th/e_damaging_f.php#20centdameq> . Consulté le 12 avril 2007.

Lang, K. 2002. « Seismic vulnerability of existing buildings ». Thèse Dr.sc.techn. en ligne, Switzerland, Eidgenoessische Technische Hochschule Zuerich (Switzerland), 189 p. In *Proquest*.

Larousse. 2008. *Le petit Larousse illustré en couleur*. Paris: Larousse, 1812 p.

LeBoeuf, D., et M-J. Nollet. 2006. *Microzonage et vulnérabilité sismique de la ville de Québec 2005-2006*. Rapport final soumis à la ville de Québec le 17 juillet 2006. 108 p.

Lefebvre, K. 2004. « Caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie du Vieux-Montréal ». Mémoire de maîtrise, Canada, École de technologie supérieure (Canada), 208 p. In *Proquest*.

Lestuzzi, P., et M. Badoux. 2008. *Conception et dimensionnement des bâtiments*. Lausanne, Suisse: Presses polytechniques et universitaires, 346 p.

Lu, Y. 1995. « Assessment of seismic analysis methods for unreinforced stone masonry towers ». Mémoire de maîtrise, Ottawa, Carleton University, 155 p.

Magenes, G. 2006. « Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint ». In *1st european conference on earthquake engineering and seismlogy* (Genève, 3-8 septembre 2006). p. 22.

Marsan, J-C., et C. Dunuc. 1997. *Plan stratégique de conservation des églises et des chapelles au centre-ville de Montréal*. vol. 1. Montréal: Héritage Montréal.

Michaud, J., H. Desrosiers, Montréal (Québec) et Québec (Province). Ministère des affaires culturelles. 1991. *Le Vieux-Montréal : les œuvres du temps*, 2e éd. Montreal: Guerin litterature, viii, 101 p.

Mitchell, D., R. Tinawi et T. Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering,* vol. 17, n° 3, p. 338-365.

Natke, H.G., et J.H. Rainer. 1997. « Bell towers ». In *Vibration problems in structures: Practical guidelines*, sous la dir. de Verlag, Birkhäuser. Vol. 1, p. 234. Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser Verlag.

Nollet, M-J. 2004. *Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants : état des connaissances*. En ligne. Coll. « Rapport technique ». Montréal: École de technologie supérieure, xi, 81 f. p. <http://www.etsmtl.ca/biblio/ets-rt/2004/ets-rt-2004-001.pdf >. Consulté le 12 avril 2007.

Noppen, L. 2008. *Cours 2: Le patrimoine ecclésial historique du Québec (version temporaire)*. REL-330G Patrimoine religieux du Québec Montréal: Département de sciences des religions - Université du Québec à Montréal. <www.er.uqam.ca/nobel/patrim/IMG/pdf/RELcours2pptSmall-1.pdf>. Consulté le 16 octobre 2009.

Noppen, L., et L.K. Morisset. 2005. *Les églises du Québec : un patrimoine à réinventer*. Coll. « Patrimoine urbain ». Sainte-Foy: Presses de l'Université du Québec, xix, 434 p.

Noppen, L., et A. Murphy. 1977. *Les églises du Québec (1600-1850)*. Coll. « Connaissance du Québec [02] ». Montréal, Québec. : La Documentation québécoise Ministère des communications - Fides, ix, 298 p.

Paulay, T, et M. J. N. Priestley. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. États-Unis d'Amérique: John Wiley & Sons, Inc.

Paultre, P. 2005. *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Coll. « Collection génie civil ». Paris: Hermès-Science, 702 p.

Pellicer, F., et Duschenes & Fish Architectes. 2002. « Inspection par Caméra-serpent (endoscope) ». In *Les outils de diagnostic du bâtiment* (5 novembre 2002), sous la dir. de Travaux publics et services gouvernementaux du Canada. Montréal, Qc: Programme de prévention du fonds d'assurance des architectes du Québec.

Penelis, Gr. G., et A.J. Kappos. 2003. « Assessment of the seismic vulnerability of unreinforced masonry buildings ». In *Sructural Studies, Repairs and maintenance of heritage Architecture VIII* (Halkidiki, 2003), sous la dir. de Brebbia, C.A. Vol. VIII, p. 575-584. Southampton (Boston): WIT Press.

Pinard, G. 1987. *Montréal, son histoire, son architecture*, 6. t.1. Montréal, Québec: Les éditions la Presse, Ltée, 346 p.

RNC. 2009a. « Réduction des risques dus aux aléas naturels : Projet d'évaluation des aléas géologiques dans l'Est du Canada ». En ligne. <http://sst-ess.rncan-nrcan.gc.ca/rrnh-rran/proj2_f.php>. Consulté le 10 juin 2009.

RNC. 2009b. « Ressources naturelles Canada : L'atlas du Canada ». En ligne. <http://atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/maps/environment/naturalhazards/earthquakes/majorearthquakes>. Consulté le 11 août 2009.

RNC. 2009c. « Ressources naturelles Canada : Séismes Canada ». En ligne. <http://seismescanada.rncan.gc.ca/index-fra.php>. Consulté le 10 juin 2009.

Rosset, P., A. De la Puente, L. Chouinard et D. Mitchell. 2003. « Seismic risk mitigation for the Montreal Urban Community. Evaluation of soil amplification; development and applications ». In *91e Journées luxembourgeoises de géodynamique* (Walferdange, 6-8 octobre 2003). p. 8.

Sorour, M.M., G.A. Parsekian, D. Duchesne, J. Paquette, A. Mufti, L. Jaeger et N.G. Shrive. 2009. « Evaluation of Young's Modulus for Stone Masonry Walls Under Compression ». In *11th Canadian Masonry Symposium* (Toronto, 31 mai - 3 juin 2009).

Spence, R. 2000. « Recent Earthquake Damage in Europe and Implications for Loss Estimation Methodologies ». In *Implications of recent earthquakes on seismic risk*. Vol. 2. Coll. « Innovation in structures and constructions ». Singapore: Imperial College Press.

St-Louis, D. 1984. *Maçonnerie traditionnelle : document technique : régions de Montréal et de Québec*. Montréal: Héritage Montréal.

Tinawi, R. 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.

RapportGratuit.com

TPSGC, RPS et AES Technology. 2000. *Guidelines for the seismic assessment of stone-masonry structures*. Travaux publics et services gouvernementaux du Canada, 88 p.

Tremblay, R., P. Léger et J. Tu. 2001. « Inelastic seismic response of concrete shear walls considering P-Delta effects ». *Can. J. Civ. Eng.,* vol. 28, p. 640-655.

Université Laval, et Ville de Québec. 2006. « Projet de modélisation des églises du Québec». En ligne <http://eglisesdequebec.org/AccueilRepartition/pageAccueil.html>. Consulté le 11 août 2009.

Voyer, L. 1981. *Églises disparues*. Coll. « + Patrimoine du Québec. ». Montréal: Libre Expression, 168 p.

Zacek, M. 2008. « Effets des séismes sur les constructions et vulnérabilité des bâtiments existants ». In *Risque sismique : renforcer les bâtiments existants* (21 octobre 2008), sous la dir. de Gouvernement français, CETE, ENIT, Conseil général Hautes Pyrénées,. p. 32. Tarbes.