

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

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

PAR
WESNER CHERY

ÉTUDE DES MODIFICATIONS AU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT 2005 ET
AU CODE DE BÉTON 2004 SUR LA CONCEPTION SISMIQUE DES MURS DE
REFEND COUPLÉS

MONTRÉAL, LE 26 AVRIL 2005

© droits réservés de Wesner Chery

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

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

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

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

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

LE 4 MARS 2005

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

ÉTUDE DES MODIFICATIONS AU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT 2005 ET AU CODE DE BÉTON 2004 SUR LA CONCEPTION SISMIQUE DES MURS DE REFEND COUPLÉS

Wesner Chery

SOMMAIRE

À travers les années, diverses modifications ont été faites au code national du bâtiment et au code de conception de béton armé pour mieux considérer le comportement des bâtiments face au séisme, dont l'énergie dégagée est mieux dissipée par les murs de refend couplés (MRC) dans les édifices multi-étagés. Les changements proposés dans le CNB 2005 et dans le code de béton A23.3-2004 portent essentiellement sur la période naturelle de vibration, le calcul de la force sismique, les paramètres d'aléa sismique, le facteur tenant compte des modes supérieurs. L'objectif de ce travail de recherche est de considérer l'implication de ces changements sur la conception sismique des MRC.

Des analyses statiques et spectrales sont réalisées à partir du logiciel SAFI sur des bâtiments de 10, 20 et 30 étages dans deux villes, Montréal et Vancouver, avec des degrés de couplage différents ($DC \geq 0.67$ et $DC < 0.67$) dans le but de faire ressortir les différences entre les exigences des versions 95 et 2005 du code national du bâtiment. Les paramètres retenus pour l'analyse sont : les efforts dans les murs, les déplacements globaux et inter-étages et les efforts dans les linteaux.

Les résultats indiquent que pour certains bâtiments entre autre ceux de 20 et 30 étages situés à Montréal, le CNB2005 est satisfaisant tandis que pour ceux de 10 étages situés à Montréal des interrogations demeurent quant à la conception. Aussi est-il suggérer d'utiliser l'analyse dynamique linéaire pour la conception des bâtiments, d'ajuster certains paramètres notamment le facteur M_v qui prend en compte les modes supérieurs de vibration, l'inertie effective des murs et des linteaux rentrant dans la conception des bâtiments.

STUDY OF THE MODIFICATIONS PROPOSED IN THE NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA 2005 AND THE CANADIAN CONCRETE STANDARD 2004 ON THE SEISMIC DESIGN OF COUPLED WALLS

Wesner Chery

ABSTRACT

Recent changes have been proposed to be included in the new 2005 National Building Code of Canada, with significant modifications to the seismic design of base shear. At the same time, the evaluation of the effective stiffness of concrete members has been changed in the Canadian Concrete Standard 2004. The objective of the present work is to evaluate the implications of those changes on the seismic design of coupled wall structures.

Buildings 10, 20 and 30 floors, located in Montreal and Vancouver with different degree of coupling ($DC \geq 0.67$ and $DC < 0.67$) were selected and analysed with the NBCC linear static procedure and a spectral analysis. These parametric analyses focused on the differences between the requirements of NBCC95 and NBCC2005 as well as the modifications included in the CCS 2004. Specific results were examined such as: seismic design base shear, top and inter-story displacements, walls and coupling beams forces and effective stiffness.

For most buildings, the results obtained from both NBCC versions show only small differences. However, for 10 floors buildings located in Montreal the seismic design base shear is 79% higher when using the NBCC2005 than the NBCC95. In the CCS 2004, the effective stiffness of walls and coupling beams is reduced which implies an increase in the deflections and deformations. In many cases, the inter-story drift exceeds the allowable limit of the NBCC. From a detailed study of the results, it is recommended to use a spectral analysis for MRC buildings since it gives more representative results. It is also suggested that further studies be done on the values attributed to the M_v factor which considers superior modes of vibrations.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier spécialement ma directrice de mémoire, Mme Marie José Nollet, ing., Ph.D., pour son soutien tout au long de la préparation de mon travail de recherche. Son souci du travail bien fait et sa rigueur dans nos échanges relativement à l'élaboration de ce travail ont été très appréciés.

Je remercie également tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à l'élaboration des modèles structuraux des bâtiments analysés dans ce mémoire de recherche.

Finalement, je voudrais remercier chaleureusement ces gens entre autres mon épouse Wilcarne, ma famille et mes amis qui n'ont jamais cessé de me soutenir dans la poursuite de ce projet.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE.....	i
ABSTRACT	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
TABLE DES MATIÈRES	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	vii
LISTE DES FIGURES.....	x
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES.....	xii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
1.1 Comportement sismique des murs de refend couplés.....	5
1.1.1 Degré de couplage	8
1.1.2 Ductilité.....	10
1.1.3 Distribution des efforts dans les murs et les linteaux	11
1.1.4 Méthodes d'analyse des MRC.....	13
1.2 Méthodes d'analyse sismique.....	15
1.2.1 Analyse statique équivalente	15
1.2.2 Analyse dynamique linéaire	15
1.2.3 Analyse dynamique non-linéaire	17
1.2.3.1 Modèles de comportement hystérétique.....	17
1.2.3.1.1 Modèle élastoplastique.....	18
1.2.3.1.2 Modèle de Clough.....	18
1.2.3.1.3 Modèle de Takeda.....	19
CHAPITRE 2 MODIFICATIONS APPORTÉES AUX CODES EN VIGUEUR	21
2.1 Évolution des codes	21
2.1.1 Édition CNB 1990	22
2.1.2 Édition CNB 1995	23
2.2 Analyse statique équivalente selon le CNB 95.....	23
2.2.1 Forces sismiques.....	24
2.2.2 Effets de la torsion	25
2.2.3 Flèche	26

2.2.4	Distribution de la force sismique.....	26
2.3	Analyse statique équivalente selon le CNB 2005.....	28
2.3.1	Forces sismiques.....	33
2.3.1.1	Forces sismiques pour un élément.....	38
2.3.2	Effets de la torsion.....	39
2.3.3	Flèche.....	40
2.3.4	Distribution de la force sismique.....	40
2.4	Analyse dynamique selon le CNB 2005.....	42
2.5	Sommaire des modifications.....	42
2.6	Modifications apportées au code de béton A23.3-94.....	43
CHAPITRE 3	DIMENSIONNEMENT DES MURS DE REFEND COUPLÉS ET MISE À JOUR DU PROCÉDÉ DE CONCEPTION.....	45
3.1	Conception des murs de refend couplés.....	45
3.2	Dimensionnement des murs.....	46
3.3	Mise à jour du procédé de conception.....	49
CHAPITRE 4	CHOIX DES MODÈLES.....	51
4.1	Introduction.....	51
4.2	Présentation des bâtiments.....	52
4.3	Propriétés géométriques des bâtiments.....	55
4.4	Propriétés des matériaux pour chacun des modèles.....	57
4.5	Logiciel utilisé et modélisation.....	58
CHAPITRE 5	RÉSULTATS DES ANALYSES STATIQUES.....	60
5.1	Analyse statique.....	60
5.2	Période fondamentale.....	60
5.3	Cisaillement à la base.....	63
5.4	Répartition du cisaillement à la base.....	65
5.5	Calcul des efforts internes.....	67
5.5.1	Vérification des déplacements inter-étages.....	67
5.5.2	Cisaillement et moment dans les linteaux.....	69
5.6	Analyse des résultats.....	72
CHAPITRE 6	RÉSULTATS DES ANALYSES MODALES.....	73
6.1	Analyses modales.....	73
6.1.1	Périodes naturelles.....	75
6.1.2	Facteur M_p	80
6.1.3	Facteur de participation des modes.....	85
6.1.4	Coefficients dynamiques d'amortissement.....	88
6.2	Analyses spectrales.....	91

6.2.1	Procédure et construction du spectre	91
6.3	Analyse des résultats.....	98
CONCLUSION		100
RECOMMANDATIONS.....		102
ANNEXES		
1 : Propriétés des murs de refend couplés pour tous les bâtiments analysés		103
2 : Calcul du cisaillement à la base pour le CNB95 et le CNB 2005 et moment à la base des murs (fichier excel et graphique).....		106
3 : Forces appliquées incluant la torsion accidentelle sur tous les bâtiments à l'étude.....		116
4 : Spectre utilisé pour l'analyse spectrale dans le CNB 2005		119
5 : Période des cinq premiers modes pour les bâtiments situés à Vancouver....		121
6 : Détermination de M_v pour les bâtiments situés à Vancouver.....		125
7 : Dimensionnement des MRC suivant la norme A23.3-94.....		129
BIBLIOGRAPHIE		136

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau I	Valeurs de F_a en fonction de la catégorie d'emplacement (Ébauche CNB2005, 2003) 30
Tableau II	Valeurs de F_v en fonction de la catégorie d'emplacement (Ébauche CNB2005, 2003) 31
Tableau III	Catégories en fonction de la réponse sismique des emplacements (Ébauche CNB2005, 2003) 32
Tableau IV	Coefficient M_v pour Montréal et Vancouver(Humar et Maghoub, 2003) 35
Tableau V	Inertie effective (Ébauche A23.3-04) 44
Tableau VI	Nombre d'analyse à faire pour chaque modèle 52
Tableau VII	Propriétés des murs de refend couplés pour tous les bâtiments 56
Tableau VIII	Propriétés mécaniques des matériaux 57
Tableau IX	Charges de gravité pour Vancouver 57
Tableau X	Charges de gravité pour Montréal 58
Tableau XI	Périodes fondamentales obtenues par le CNB95 et CNB2005 pour Montréal 61
Tableau XII	Périodes fondamentales obtenues par le CNB95 et CNB2005 pour Vancouver 61
Tableau XIII	Cisaillement à la base obtenus avec le CNB95 et CNB2005 pour Montréal 63
Tableau XIV	Cisaillement à la base obtenus par le CNB95 et CNB2005 pour Vancouver 63
Tableau XV	Charges totales incluant la torsion accidentelle pour tous les bâtiments de 10 étages 66
Tableau XVI	Rapport de F_t/V pour les bâtiments situés à Montréal 66
Tableau XVII	Rapport de F_t/V pour les bâtiments situés à Vancouver 67
Tableau XVIII	Déplacement maximal inter-étages pour Montréal et Vancouver pour un $DC \geq 0,67$ 68
Tableau XIX	Déplacement maximal inter-étages pour Montréal et Vancouver pour un $DC < 0,67$ 69

Tableau XX	Cisaillement et moment maximum dans les linteaux pour un $DC \geq 0,67$	70
Tableau XXI	Cisaillement et moment maximum dans les linteaux pour un $DC < 0,67$	70
Tableau XXII	Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 10 étages situés à Montréal.....	77
Tableau XXIII	Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 20 étages situés à Montréal.....	78
Tableau XXIV	Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 30 étages situés à Montréal.....	79
Tableau XXV	Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 10 étages situé à Montréal.....	82
Tableau XXVI	Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 20 étages situé à Montréal.....	83
Tableau XXVII	Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 30 étages situé à Montréal.....	84
Tableau XXVIII	Facteur de participation des cinq premiers modes pour tous les bâtiments à Montréal	86
Tableau XXIX	Facteur de participation des cinq premiers modes pour tous les bâtiments à Vancouver.....	87
Tableau XXX	Coefficients dynamiques d'amortissement pour Montréal	90
Tableau XXXI	Coefficients dynamiques d'amortissement pour Vancouver	90
Tableau XXXII	Résultats de l'ensemble des analyses pour les bâtiments de 10 étages.....	93
Tableau XXXIII	Résultats de l'ensemble des analyses pour les bâtiments de 20 étages.....	94
Tableau XXXIV	Résultats de l'ensemble des analyses pour les bâtiments de 30 étages.....	95
Tableau XXXV	Analyse spectrale 2005 avec inertie 94 pour les bâtiments à Montréal	96
Tableau XXXV	Analyse spectrale 2005 avec inertie 94 pour les bâtiments à Vancouver	97
Tableau A-I	Propriétés des murs pour tous les bâtiments à Montréal	104
Tableau A-II	Propriétés des linteaux pour tous les bâtiments à Montréal.....	104
Tableau A-III	Propriétés des murs pour tous les bâtiments à Vancouver.....	105

Tableau A-IV	Propriétés des linteaux pour tous les bâtiments à Vancouver	105
Tableau A-V	Moments dans les murs suite à l'analyse statique.....	115
Tableau A-VI	Charges totales incluant la torsion accidentelle pour tous les bâtiments de 20 étages	117
Tableau A-VII	Charges totales incluant la torsion accidentelle pour tous les bâtiments de 30 étages	118
Tableau A-VIII	Périodes analytique des cinq premiers modes pour tous les bâtiments de 10 étages situés à Vancouver	122
Tableau A-IX	Périodes analytique des cinq premiers modes pour tous les bâtiments de 20 étages situés à Vancouver	123
Tableau A-X	Périodes analytique des cinq premiers modes pour tous les bâtiments de 30 étages situés à Vancouver	124
Tableau A-XI	Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 10 étages situé à Vancouver	126
Tableau A-XII	Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 20 étages situé à Vancouver	127
Tableau A-XIII	Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 30 étages situé à Vancouver	128

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1	Méthodologie de la recherche4
Figure 2	Déformations axiales des murs de refend couplés en plan6
Figure 3	Comportement latéral des MRC (Stafford Smith et Coull, 1991)7
Figure 4	Effet des déformations des murs sur les linteaux.....7
Figure 5	Définition du degré de couplage9
Figure 6	Énergie dissipée par la rupture d'un élément en acier (charge statique) 10
Figure 7	Distribution type dans les murs et dans les linteaux 11
Figure 8	Mode de rupture des linteaux armés conventionnellement..... 12
Figure 9	Ferraillage des linteaux ductiles (Zacek, 1996) 13
Figure 10	Modélisation des MRC par un cadre équivalent..... 14
Figure 11	Méthodologie de calcul dynamique par analyse modale 16
Figure 12	Modèle de comportement élastoplastique (Ruamoko; Carr, 1995) 18
Figure 13	Modèle de comportement à dégradation de la rigidité de Clough..... 19
Figure 14	Modèle de Takeda (Ruamoko ; Carr, 1995).20
Figure 15	Carte de zonage sismique selon l'accélération et la vitesse maximale.....22
Figure 16	Cause de la torsion (Filiatrault, 1997).....26
Figure 17	Répartition de la force sismique sur un bâtiment.....27
Figure 18	Spectre d'aléa uniforme pour Montréal et Vancouver.....33
Figure 19a	Variation de M_v pour un mur situé à Montréal36
Figure 19b	Variation de M_v pour un mur situé à Vancouver37
Figure 20	Variation du facteur M_v pour un mur couplé à Montréal.....38
Figure 21	Effet de torsion due à l'excentricité (Humar, Yavari, et Saatcioglu, 2003)40
Figure 22	Variation du facteur J pour un mur couplé à Montréal41

Figure 23	Organigramme pour la conception de murs ductiles couplés et partiellement.....	48
Figure 24	Nouvel organigramme de conception des murs ductiles couplés et partiellement couplés	50
Figure 25	Vue en plan du bâtiment de 10 étages à Montréal	53
Figure 26	Vue en plan du bâtiment de 10 étages à Vancouver	53
Figure 27	Vue en plan type des bâtiments de 20 et 30 étages	54
Figure 28	Modèle pour l'analyse des murs de refend couplés	59
Figure 29	Période fondamentale du CNB95 et celle de 2005 pour tous les bâtiments.....	62
Figure 30	Cisaillement à la base du CNB95 et celui de 2005 pour tous les bâtiments	64
Figure 31	Déformation interne du linteau le plus sollicité pour le CNB2005	71
Figure 32	Déformation interne du linteau le plus sollicité pour le CNB1995	71
Figure 33	Équilibre dynamique pour un système à un degré de liberté	74
Figure 34	Modes de vibrations typiques	85
Figure 35	Variation de l'amortissement de Rayleigh avec les fréquences naturelles	89
Figure A-1	Efforts au niveau des murs et des linteaux suite à une analyse statique équivalente du CNB95	113
Figure A-2	Efforts au niveau des murs et des linteaux suite à une analyse statique équivalente du CNB2005	114
Figure A-3	Spectre utilisé dans l'ébauche du CNB2005 pour la ville de Montréal	120
Figure A-4	Spectre utilisé dans l'ébauche du CNB2005 pour la ville de Vancouver	120
Figure A-5	Forces en jeu dans un linteau armé en diagonal.....	132

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES

α	Coefficients dynamiques d'amortissement
β	Coefficients dynamiques d'amortissement
ξ	Amortissement critique
μ	Coefficient de ductilité
δ_{ave}	Déplacement moyen aux extrémités de la structure(mm)
$\Delta_{élastique}$	Flèche élastique sous l'action de la charge sismique(mm)
γ_i	Facteur de participation des modes supérieurs
δ_i	Déplacement d'un étage i (mm)
δ_{max}	Déplacement maximal de l'étage i (mm)
α_s	Facteur de réduction de la rigidité des linteaux
Δ_{total}	Flèche inter-étage (mm)
α_w	Facteur de réduction de la rigidité des murs
α_x	Facteur de réduction de la rigidité pour les linteaux
$[\phi]$	Modes propres de vibrations
$[C]$	Matrice des coefficients d'amortissements
$[K]$	Matrice de rigidité
$[M]$	Matrice de masse
$\{r\}$	Vecteur position
A_e	Aire efficace des murs (m ²)
A_g	Aire brute de la section (m ²)
A_r	Facteur d'amplification
A_x	Facteur de hauteur en x
B_x	Sensibilité à la torsion
c	Amortisseur
CM	Centre de masse
C_p	Coefficient sismique de l'élément

CQC	Combinaison quadratique complète (Complete quadratic combination)
CR	Centre de rigidité
d	Hauteur du linteau (m)
DC	Degré de couplage
ddl	Degré de liberté
d_e	Déformation élastique maximale
D_{nr}	Dimension en plan du bâtiment (m)
D_s	Longueur totale du système de résistance aux forces sismiques (m)
d_u	Déformation ultime
e	Distance mesurée perpendiculairement entre le centre de masse et le centre de rigidité (m)
E	Charges sismiques (kN)
F	Coefficient de fondation
f'_c	Résistance à la compression du béton (MPa)
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement
f_D	Forces d'amortissement
f_I	Forces d'inertie
F_r	Forces sismiques (kN)
f_S	Forces élastiques
F_t	Force latérale au niveau supérieur de l'édifice (kN)
F_v	Coefficient de vitesse de l'emplacement
g	Accélération gravitationnelle (9.81 m/s ²)
h_n	Hauteur du bâtiment (m)
h_x	Hauteur du niveau x (m)
I	Coefficient de priorité
I_e	Inertie efficace (m ⁴)
I_E	Coefficient de priorité sismique de l'ouvrage
I_g	Inertie brute (m ⁴)
J	Coefficient de réduction du moment de renversement

J_x	Coefficient de réduction du moment au niveau x
k	Rigidité
ℓ	longueur entre axe des murs (m)
m	Masse(kg)
M	Moment de renversement à la base des murs de refend couplés (kN.m)
M^L	Moment dans les linteaux (kN.m)
M_v	Facteur tenant compte de l'effet des modes supérieurs
M_x	Moment de renversement au niveau x (kN.m)
P	Force axiale dans chaque mur (kN)
$p(t)$	Charges extérieures
P_g	Force de compression axiale à la base du mur(kN)
R	Facteur de modification de force
R_0	Facteur de modification de force liée à la sur-résistance
R_d	Facteur de modification de force liée à la ductilité
S	Coefficient de réponse sismique
$S(T)$	Accélération spectrale de réponse de calcul (m/s^2)
$S_a(T)$	Accélération spectrale de réponse avec un amortissement de 5%(m/s^2)
S_p	Coefficient de force horizontale d'un élément
SPE^1	Analyse spectrale du CNB 1995 avant normalisation
SPE^{1*}	Analyse spectrale du CNB 1995 après normalisation
SPE^2	Analyse spectrale du CNB 2005 avant normalisation
SPE^{2*}	Analyse spectrale du CNB 2005 après normalisation
SPE^{i*}	Analyse spectrale du CNB 2005 intermédiaire
SRSS	Racine carré de la somme des carrées (Square root of the sum of the squares)
T	Période fondamentale de vibration de la structure (s)
T_r	Moment de torsion (kN.m)
U	Facteur de calibration
u	Déplacement
$\dot{u}$	Vitesse (m/s)

$\ddot{u}$	Accélération (m/s^2)
UHS	Spectre d'aléa uniforme
V	Force sismique latérale du CNB (kN)
v	rapport de vitesse
V_d	Force de calcul sismique latérale de l'analyse dynamique (kN)
V_e	Force sismique élastique (kN)
V^L	Cisaillement dans les linteaux (kN)
V_p	Force sismique d'un élément (kN)
W	Poids total du bâtiment (kN)
w_n	Fréquences naturelles de vibration (rad/s)
W_p	Poids de l'élément (kN)

INTRODUCTION

Les murs de refend couplés (MRC) généralement utilisés pour reprendre les forces latérales (vent, séisme) sont par définition des murs de cisaillement percé d'une rangée d'ouvertures disposées le long de la hauteur du refend. Les linteaux ou poutres de couplage jouent un rôle primordial dans le comportement des MRC puisqu'ils sont considérés comme l'élément primaire de dissipation d'énergie et ce en favorisant la formation de rotules plastiques à leurs extrémités, avant la plastification des murs. Leur grande rigidité en plan contribue à diminuer les déplacements inter-étages et donc à réduire les dommages causés aux éléments non-structuraux.

L'utilisation des murs de refend couplés pour reprendre les charges sismiques est généralement favorisée par les codes de conception. Au gré de l'évolution des connaissances techniques et technologiques, des modifications au code de conception de béton armé et au code national du bâtiment, s'avèrent nécessaires pour diminuer les pertes en vie humaine et en infrastructures qu'occasionnent les séismes et du même coup améliorer le comportement des bâtiments face à ces derniers.

Au fil des ans, d'importantes modifications ont été apportées au code national du bâtiment. Pour chaque nouvelle édition, les règles parasismiques tendent généralement à devenir plus exigeantes étant donné l'évolution constante des connaissances sur les séismes. Notons que le code national du bâtiment du Canada permet à l'ingénieur d'évaluer de façon simple les charges sismiques s'appliquant sur un bâtiment, en tenant compte du site et du type de structure à réaliser. Cette analyse pseudo statique donne de bons résultats pour des bâtiments réguliers.

L'édition 2005 du code national du bâtiment contiendra des changements significatifs pour les clauses concernant les charges et la conception sismique. Ces changements incluent une mise à jour de l'aléa sismique, sous forme de spectre, le changement des

périodes de retour (probabilité de dépassement), des facteurs de période dépendant du site, la délinéation des effets de sur-résistance et de ductilité, des formules modifiées des calculs de périodes, la reconnaissance explicite des effets des modes élevés par un facteur, le traitement rationnel des irrégularités, des amorces pour les clauses spéciales incorporées directement dans la classification des systèmes structuraux et le placement de l'analyse dynamique comme méthode d'analyse normale « par défaut » pour la conception sismique (Heidebrecht, 2002). Dans le code de béton 2004, des modifications ont aussi été apportées, notamment au niveau de l'inertie effective des murs et des linteaux et du coefficient de tenue du béton. Cette situation soulève cependant les interrogations suivantes :

- Quel est l'effet combiné de ces modifications sur la conception des MRC?
- Les MRC conçus selon le CNB95 et A23.3-94 se retrouvent-ils non conformes?

Dans ce travail de recherche, il s'agit de faire l'analyse des MRC suivant les récentes modifications apportées au code national du bâtiment 2005 et au code de béton 2004.

L'objectif principal est d'évaluer l'impact de ces dernières modifications sur la conception sismique des MRC. Cet objectif sera atteint en considérant ses sous objectifs notamment l'impact de ces changements sur les paramètres de conception, l'influence de la hauteur du bâtiment, du degré de couplage (DC) et de la ville, le choix de la méthode d'analyse et de la valeur de M_v (nouveau facteur qui prend en compte les modes supérieurs de vibration). Afin de mettre en évidence l'implication de ces changements sur les murs de refend couplés il importera de faire des analyses statiques et dynamiques linéaires suivant les deux versions du code notamment celle de 95 et celle de 2005 pour des bâtiments de 10, 20 et 30 étages avec des degrés de couplage différents situées à Montréal et Vancouver. Les paramètres retenus pour la comparaison étant le cisaillement à la base, les déplacements inter-étages et les efforts dans les murs et les linteaux.

Par ailleurs, la procédure de conception des MRC sera révisée afin d'être conforme aux nouvelles révisions des codes.

La méthodologie utilisée comporte deux volets :

Un volet théorique visant à définir le comportement sismique des murs de refend couplés notamment :

- a) une revue de la littérature permettant de définir le comportement sismique des murs de refend couplés;
- b) une étude des modifications apportées au CNB 1995 et au code de béton A23.3-94.

Un autre volet portant sur une analyse paramétrique qui permettra de mettre en évidence les effets des modifications aux codes sur les éléments suivants : le cisaillement à la base, la période naturelle de vibration, les déplacements, les efforts dans les linteaux. Des analyses statiques équivalentes et des analyses dynamiques linéaires seront réalisées pour l'ensemble des bâtiments sélectionnés. Le schéma suivant illustre la méthodologie utilisée.

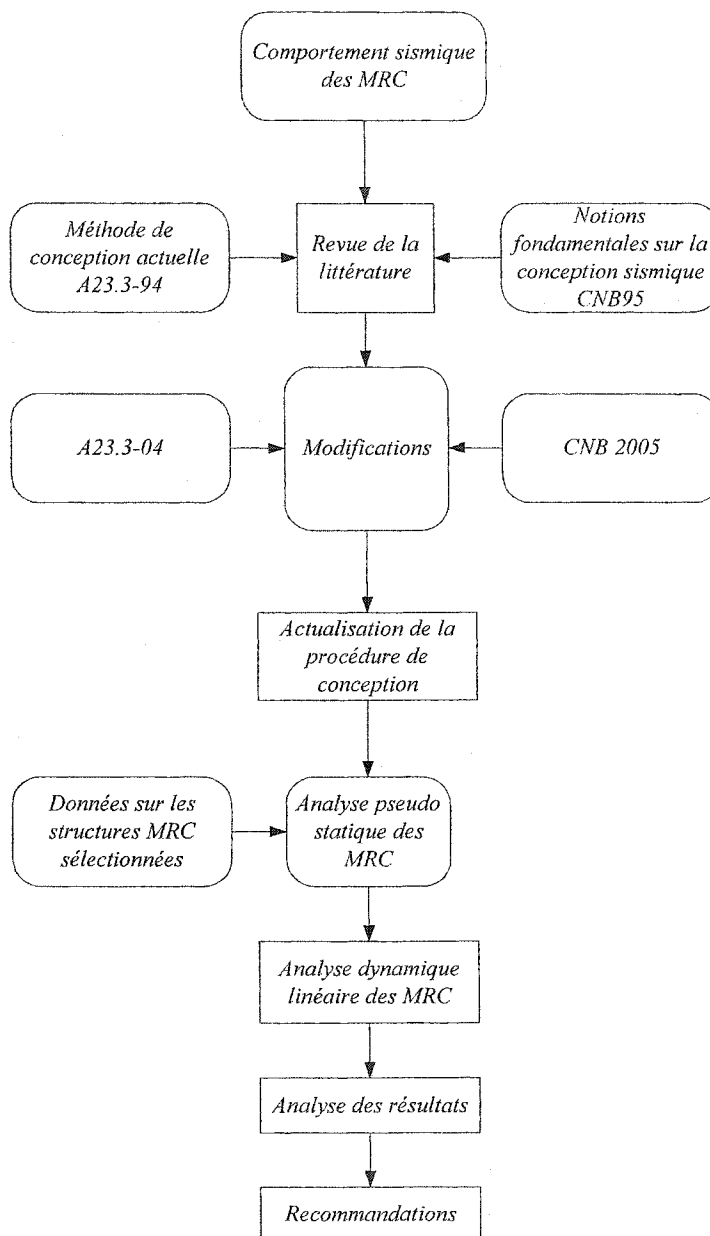


Figure 1 Méthodologie de la recherche

Les résultats provenant de l'analyse de l'étude comparative permettront de faire des recommandations quant à la conception des MRC et d'y apporter une nouvelle perception si nécessaire.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre poursuit trois objectifs : comprendre le comportement sismique des murs de refend couplés, revoir les notions fondamentales sur la conception sismique (CNB95) et, enfin, aborder les études concernant la méthode de conception actuelle des murs de refend couplés. Aussi, plusieurs articles pertinents seront présentés et détaillés.

1.1 Comportement sismique des murs de refend couplés

Plusieurs études ont été faites pour mieux comprendre le comportement complexe des murs de refend couplés soumis à des forces horizontales. Ces murs peuvent dissiper efficacement l'énergie induite par un séisme pour autant qu'ils soient conçus et détaillés selon certaines règles et exigences qui visent à leur assurer un comportement ductile. Comme ce fut mentionné dans l'introduction, les linteaux ou les poutres de couplage sont les éléments qui contribuent au bon comportement des murs couplés étant donné qu'ils sont considérés comme système primaire de dissipation d'énergie sismique et ce, en favorisant des rotules plastiques à leurs extrémités, avant la plastification des murs. Le comportement latéral des MRC est fortement influencé par la rigidité et la résistance des linteaux qui les relient. En effet les murs de cisaillement reliés par des linteaux flexibles se trouvent entre deux cas extrêmes qui sont illustrés à la figure 2.

1. Deux murs reliés par des linteaux rigides dont les déformations sont distribuées linéairement sur l'ensemble des deux murs (voir figure 2 b).
2. Deux murs reliés par des tiges rigides aux extrémités rotulées qui transmettent seulement les forces axiales. Les déformations sont distribuées linéairement sur chaque mur (voir figure 2 c).

Ces deux cas constituent ainsi les limites du comportement structural des murs de refend couplés (Stafford Smith et Coull, 1991).

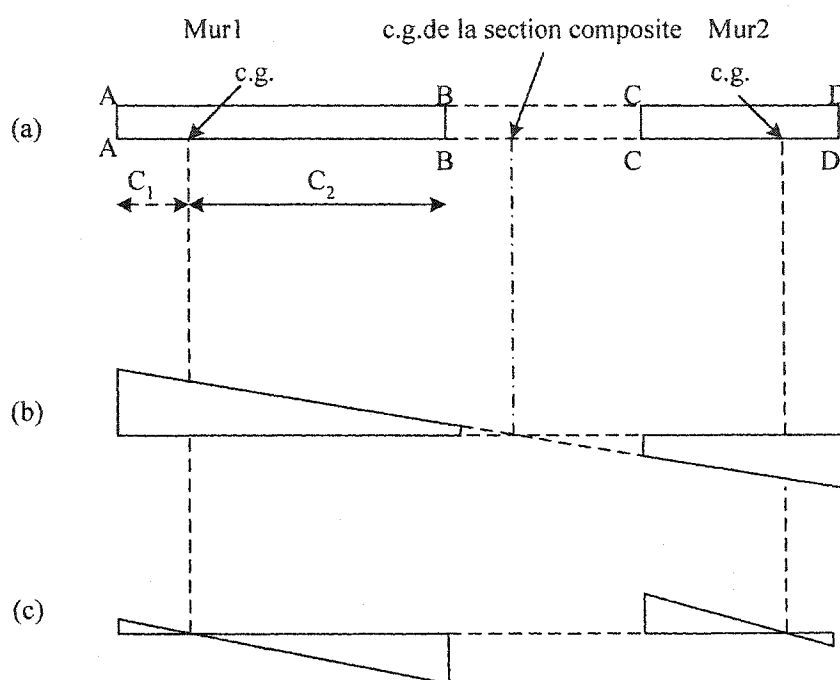


Figure 2 Déformations axiales des murs de refend couplés en plan

Sous l'action des charges latérales les murs fléchissent entraînant une rotation et un déplacement vertical des extrémités des linteaux comme le montre le schéma de la figure 3, de sorte que les linteaux se déforment suivant une double courbure permettant de résister aux déplacements des murs (voir figure 4).

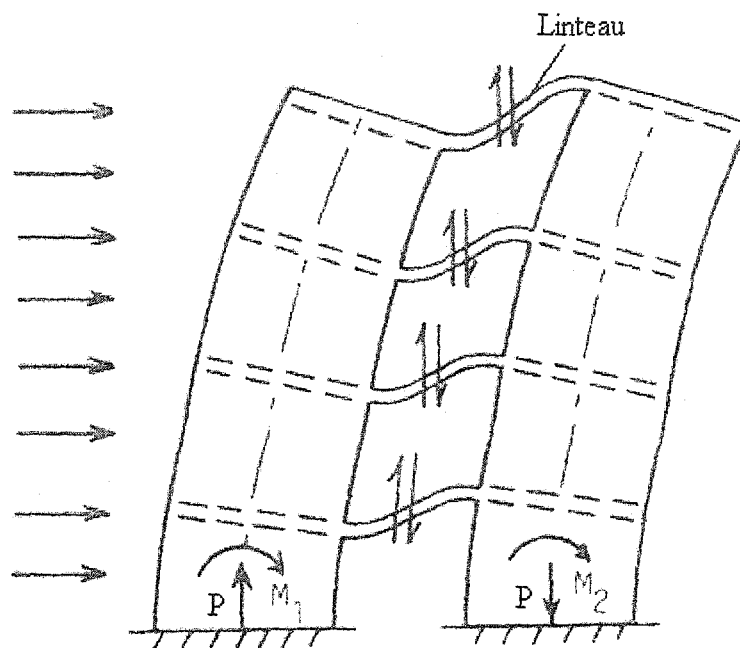


Figure 3 Comportement latéral des MRC (Stafford Smith et Coull, 1991)

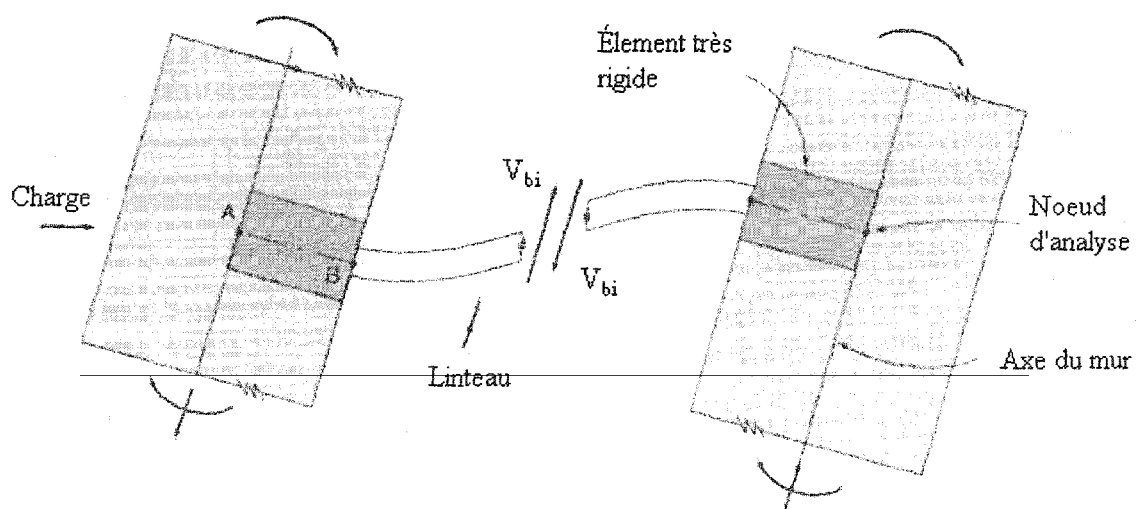


Figure 4 Effet des déformations des murs sur les linteaux (MacGregor et Bartlett, 2000)

De plus, l'action de déformation induit des efforts de cisaillement dans les linteaux qui exercent en retour des moments de flexion sur chaque mur et induisent des forces axiales de tension et de compression dans les deux murs. Le moment de renversement M est alors équilibré par la somme des moments de flexion dans les deux murs, et le couple des forces axiales Pl soit :

$$M = M_1 + M_2 + Pl \quad (1.1)$$

où P est la force axiale dans chaque mur.

Plus les linteaux sont rigides, plus leurs efforts internes de cisaillement sont importants et, par conséquent les efforts axiaux dans les murs sont élevés. Une rigidification des linteaux a pour effet d'augmenter l'efficacité des murs face aux charges latérales en rapprochant leur comportement de celui d'un mur plus large tel qu'illustré à la figure 2 b. Il importe ainsi que les linteaux se plastifient avant les murs afin que ces derniers ne subissent des déformations plastiques prématurées.

1.1.1 Degré de couplage

Le degré de couplage est un paramètre prérequis à toute analyse sismique conformément à l'édition 94 du code de béton A23.3. Il est défini comme étant le pourcentage du moment de renversement à la base repris par le couple des forces axiales de traction dans les murs comme indiqué sur la figure 5, résultant des forces de cisaillement dans les linteaux soit :

$$DC = \frac{Pl}{Pl + M_1 + M_2} \quad (1.2)$$

Le DC représente le taux de participation des linteaux au comportement en flexion des murs couplés. Selon le taux de couplage, les murs sont considérés comme partiellement ou entièrement couplés.

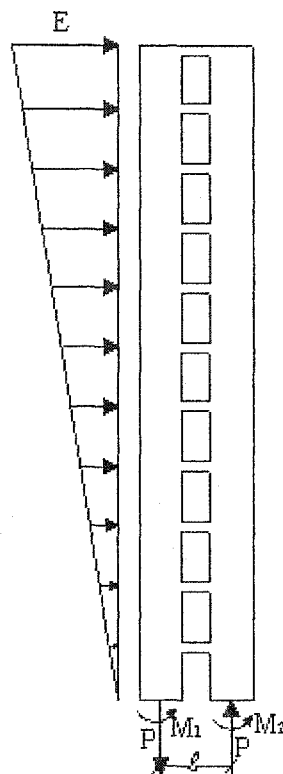


Figure 5 Définition du degré de couplage

La ductilité de ces systèmes est différente. En effet, la valeur du facteur de modification de force, R , varie selon le DC d'après les critères suivants proposés par A23.3-94 :

$$DC \geq 0,67 \Rightarrow R = 4,0 \text{ murs entièrement couplés}$$

$$DC < 0,67 \Rightarrow R = 3,5 \text{ murs partiellement couplés}$$

Le facteur R permet de diminuer l'effort de cisaillement à la base afin de considérer la ductilité du système.

1.1.2 Ductilité

Selon Zacek (1996) la ductilité est la capacité d'un matériau, et par extension celle d'un élément ou d'une structure, de subir avant la rupture des déformations plastiques importantes (irréversibles) sans dégradation substantielle de sa rigidité et de sa résistance. L'importance de la ductilité dans la dissipation d'énergie apparaît clairement sur le diagramme contrainte-déformation de la figure 6, établi pour l'acier de construction soumis à une traction statique.

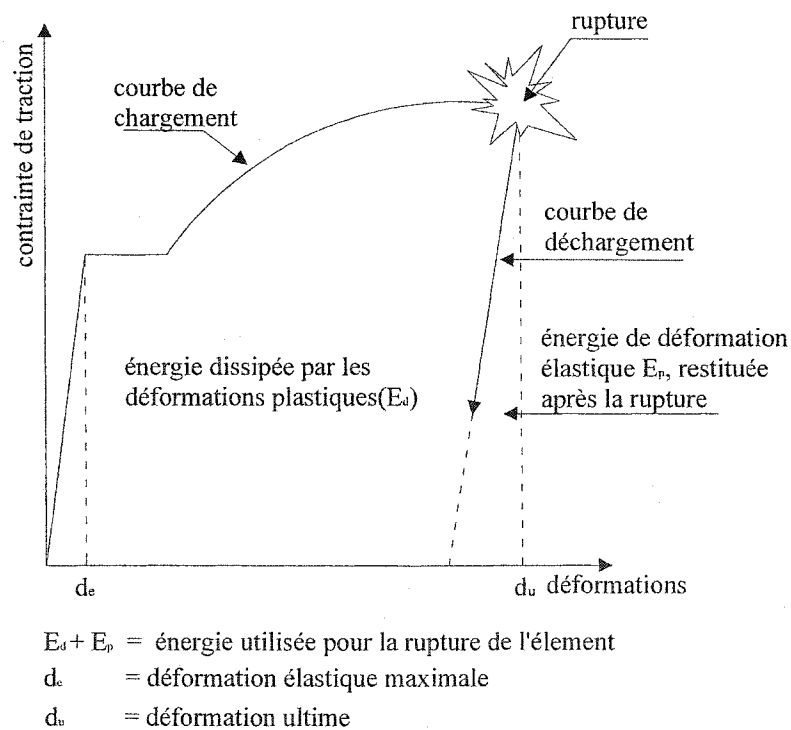


Figure 6 Énergie dissipée par la rupture d'un élément en acier (charge statique)
(adaptée de Zacek, 1996)

La ductilité est exprimée par le rapport de la déformation ultime d_u , atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale d_e soit :

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \quad (1.3)$$

Ce rapport est appelé *coefficient de ductilité*. Elle peut être mesurée également par le rapport entre la rotation ultime ϕ_u obtenue à la rupture et la rotation élastique maximale ϕ_e de l'extrémité du linteau.

1.1.3 Distribution des efforts dans les murs et les linteaux

Dans la conception sismique, les murs couplés offrent de nombreux avantages. Les linteaux, plus précisément, jouent un grand rôle dans le comportement des murs couplés puisqu'ils font le transfert du cisaillement d'un mur à un autre pendant un tremblement de terre.

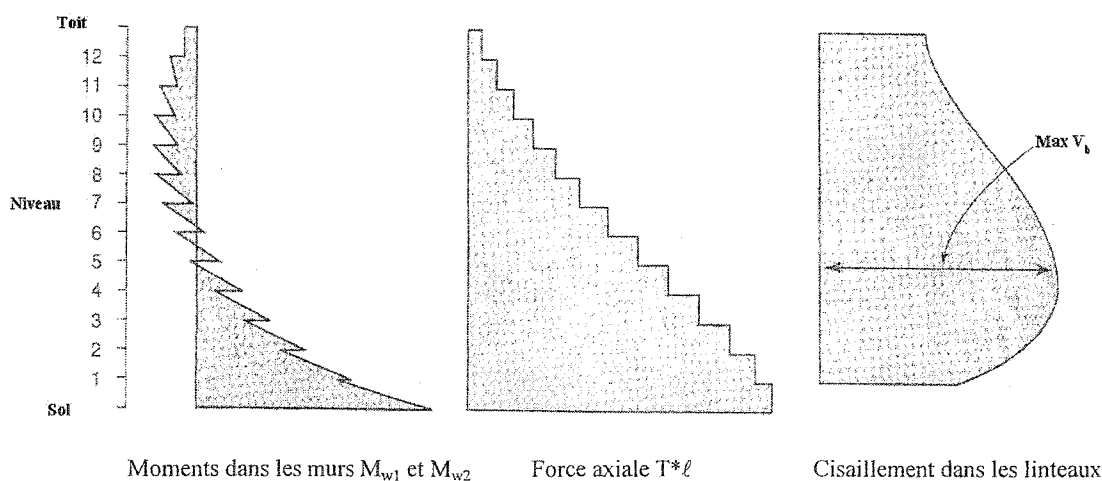


Figure 7 Distribution type dans les murs et dans les linteaux (MacGregor et Bartlett, 2000)

Un des effets majeurs des poutres de couplage est de réduire les moments à la base des deux murs. Si les linteaux sont parfaitement rigides les deux murs se comportent comme un seul et reprennent entièrement le moment de renversement (voir Figure 2 b).

Beaucoup de linteaux ont été conçus de façon conventionnelle, c'est-à-dire un ferrailage orthogonal classique; cependant de tels linteaux échouent dans la tension diagonale comme indiqué à la figure suivante (Paulay, 1992).

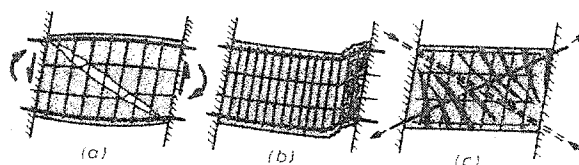


Figure 8 Mode de rupture des linteaux armés conventionnellement (Paulay et Priestley, 1992)

Ils ne confèrent au béton qu'une ductilité limitée et conduit à une fissuration en croix. Un niveau de ductilité élevé peut être obtenu par une armature de barres disposées diagonalement (voir figure 9). Cette disposition s'est avérée très efficace d'après Zacek (1996).

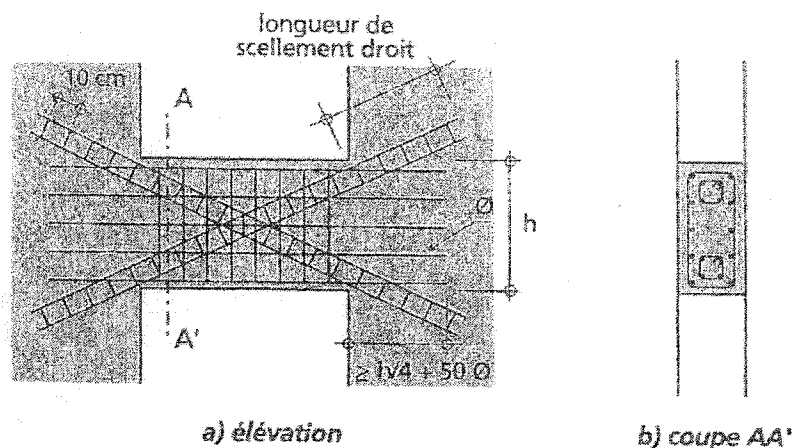


Figure 9 Ferrailage des linteaux ductiles (Zacek, 1996)

1.1.4 Méthodes d'analyse des MRC

Les MRC utilisés dans les bâtiments sont un moyen très efficace pour reprendre les charges latérales dues au séismes ou au vent. Beaucoup de méthodes ont été utilisées pour bien comprendre le comportement des murs de refend couplés; parmi les plus courantes citons « *la méthode des éléments finis, la méthode du cadre équivalent et la méthode à éléments continus* ». Cette dernière méthode permet de considérer le comportement des murs couplés dans son ensemble et donne simultanément une bonne compréhension qualitative et quantitative des influences relatives des murs et linteaux en résistant aux forces latérales (Stafford Smith et Coull, 1991). Elle permet entre autres d'optimiser le comportement des MRC selon différents paramètres (O. Challal et M.J. Nollet, 1997) et s'avère très utile lors de la conception préliminaire.

La méthode du cadre équivalent est également intéressante pour la modélisation des murs couplés. Elle permet d'obtenir tous les efforts et déplacements sous l'effet de charge statique ou dynamique. De plus, elle peut prendre en compte l'écrouissage et la dégradation de la rigidité de l'élément avec des modèles de comportement non linéaire.

Dans cette méthode on modélise les MRC par un cadre composé de deux colonnes larges reliées par des poutres ayant des extrémités infiniment rigides (voir figure 10).

Selon les récents développements sur la réponse sismique des murs de refend, le comportement ductile des composantes résistant aux forces latérales, les éléments et le système tout entier, peuvent être simulés de façon satisfaisante par un modèle bilinéaire force-déplacement (Paulay, 2002).

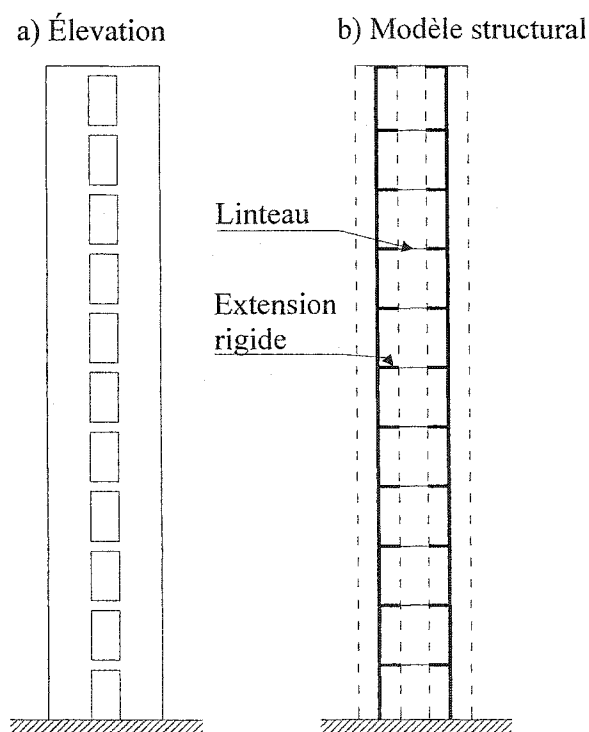


Figure 10 Modélisation des MRC par un cadre équivalent

La méthode des éléments finis est une méthode numérique pour analyser les structures et les milieux continus bi ou tridimensionnels. Cette technique est notamment utile lorsque les théories classiques échouent. Le principe de la méthode des éléments finis consiste à

décrire le problème en fonction de ses degrés de liberté (ddl) produisant ainsi un nombre d'équations simultanées à résoudre, égal au nombre de ddl. Compte tenu du nombre de ddl et donc du nombre d'équations simultanées à résoudre généralement très élevé, l'utilisation de l'outil informatique s'avère une nécessité.

1.2 Méthodes d'analyse sismique

Pour simuler les effets des séismes, le code national du bâtiment permet aux ingénieurs d'utiliser une méthode de calcul statique pour les structures régulières et symétriques. Cependant, les immeubles qui ont des irrégularités, en plan ou en élévation dans la distribution de leurs rigidités et/ou de leurs masses nécessitent des analyses dynamiques avancées entre autres l'analyse dynamique spectrale ou l'analyse dynamique non-linéaire.

1.2.1 Analyse statique équivalente

L'analyse statique linéaire est généralement l'approche des codes de conception. Le bâtiment est modélisé comme un système équivalent à un degré de liberté avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent. La charge sismique est modélisée par une force latérale équivalente visant à reproduire le même niveau de contraintes et de déformations que le séisme représenté.

1.2.2 Analyse dynamique linéaire

La réponse d'une structure soumise à des sollicitations sismiques est un phénomène dynamique qui dépend de l'intensité, de la durée et de la fréquence du mouvement. Les codes de bâtiment recommandent souvent l'analyse statique équivalente pour la conception des bâtiments compte tenus de sa simplicité, bien que l'action sismique soit de nature dynamique. Cependant pour une meilleure répartition du cisaillement à la base des murs le code préconise la méthode d'analyse modale. La méthodologie de calcul

dynamique par analyse modale se résume dans la figure suivante. Elle nécessite en premier lieu la détermination des caractéristiques dynamiques du système, soit : la période de vibration, les modes propres et les coefficients de participation des masses modales. Les réponses des modes sont ensuite combinées pour obtenir les efforts et déplacements correspondant à la sollicitation sismique sous forme de spectre de réponse.

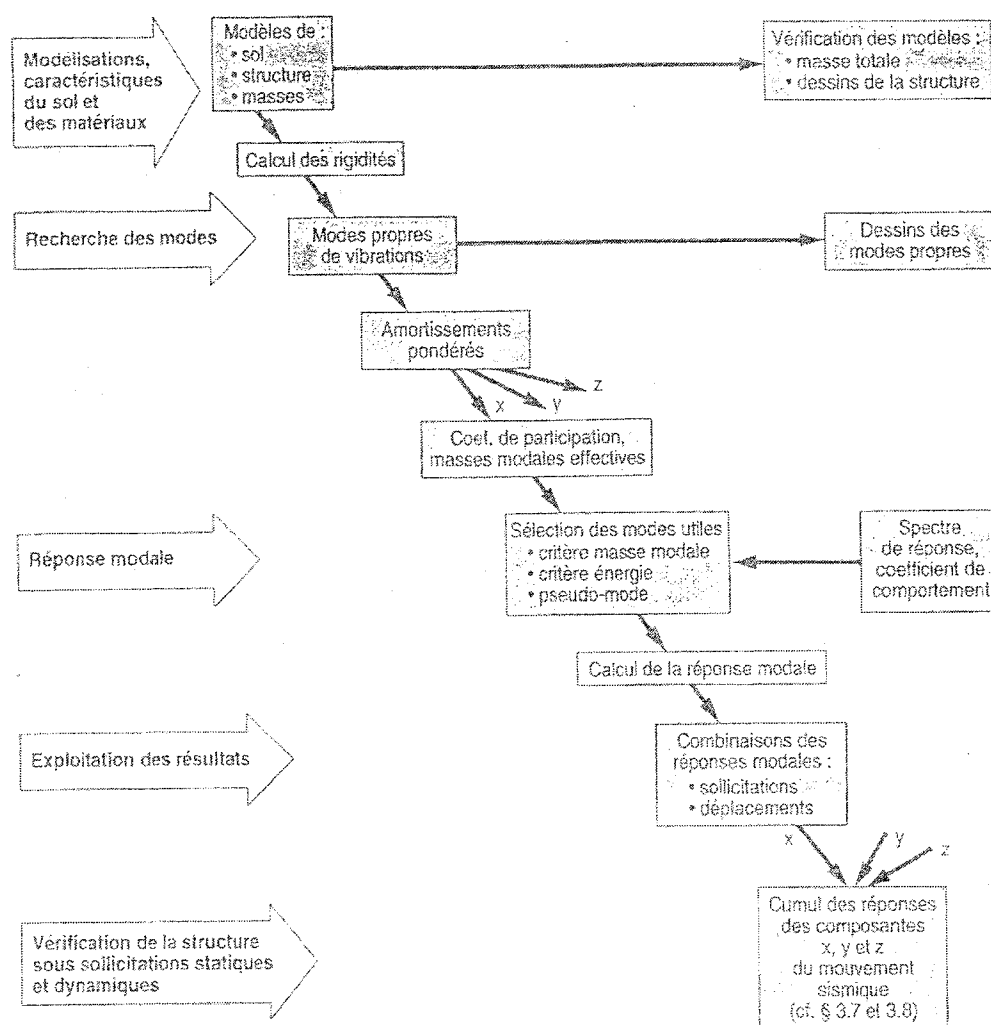


Figure 11 Méthodologie de calcul dynamique par analyse modale (Davidovici, 1999)

1.2.3 Analyse dynamique non-linéaire

L'analyse dynamique devient bien plus complexe et incertaine quand on considère la non-linéarité des matériaux et de la géométrie. La plupart des normes actuelles de calcul permettent qu'une structure soumise à un séisme subisse des déformations plastiques dans la mesure où cette déformation ne compromet pas l'intégrité de la structure. En effet, la structure dissipe l'énergie sismique à travers un comportement hystérétique stable, c'est-à-dire sans perte de rigidité ou de résistance prématurée et sans effondrement par un mécanisme fragile. L'analyse dynamique non-linéaire des structures de béton armé exige des modèles de conception réalistes permettant de simuler les caractéristiques hystérétiques des éléments structuraux entre autre la dégradation de la résistance et de la rigidité.

1.2.3.1 Modèles de comportement hystérétique

Le comportement par hystérésis dépend des caractéristiques des matériaux utilisés, des détails de conception, et d'un grand nombre de paramètres de conception aussi bien que l'historique du chargement. Dans le but d'obtenir des résultats raisonnablement précis, des recherches significatives ont été faites ces dernières années et un grand nombre de modèles par hystérésis pour l'évaluation sismique des structures notamment, le modèle de comportement élastoplastique, le modèle de Clough (Ruamoko; Carr, 1995), le modèle de Takeda (Ruamoko; Carr, 1995), le modèle gamma, le Q- modèle (P. Lestuzzi, 2003) etc. ont été proposés. Certains d'entre eux seront brièvement présentés dans ce chapitre.

La plupart des modèles par hystérésis se composent d'une courbe primaire, par laquelle peut-être calculé analytiquement des procédures mécaniques bien établies, et d'un ensemble de règles empiriques qui définissent les séquences de chargement, de déchargement et de rechargement. La courbe primaire fournit une enveloppe des boucles

d'hystérésis, des rapports de force-déplacement et des moyens simples de définir la limite de force. Les courbes primaires utilisées pour la modélisation par hystérésis sont généralement sous forme de moment-courbure, moment-rotation, force de cisaillement, moment-glissant, et des rapports de force-déplacement.

1.2.3.1.1 Modèle élastoplastique

Le modèle élastoplastique (Figure 12) appelé également modèle bilinéaire est le plus répandu compte tenu de sa simplicité. Toutefois dans ce modèle la rigidité reste constante durant les étapes de chargement et de déchargement, ce qui constitue la limite principale du modèle (Ruamoko; Carr, 1995).

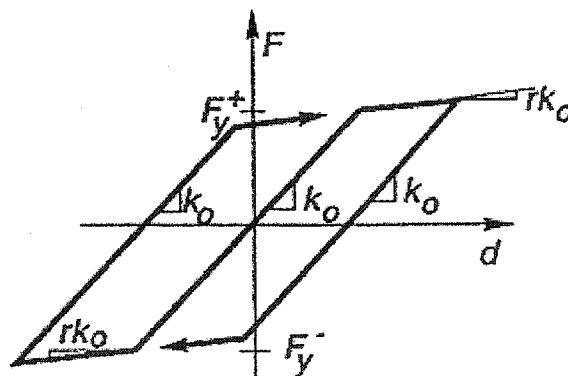


Figure 12 Modèle de comportement élastoplastique (Ruamoko; Carr, 1995)

1.2.3.1.2 Modèle de Clough

La figure suivante illustre les dispositifs de base du modèle de Clough. Le modèle est simple et est approprié pour modéliser les boucles d'hystérésis stables observées dans la réponse en flexion. (Ruamoko; Carr, 1995)

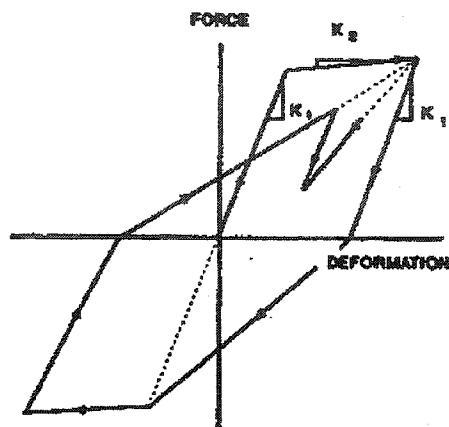


Figure 13 Modèle de comportement à dégradation de la rigidité de Clough
(Ruamoko ; Carr, 1995)

La réponse du modèle est sensiblement différente du modèle élastoplastique car elle permet la dégradation de la rigidité et donne une meilleure corrélation des données obtenues à partir des essais des éléments en béton armé. Cette méthode permet d'orienter la réponse vers la valeur maximale atteinte précédemment lors des étapes de chargement et de déchargement (Clough, 1993).

1.2.3.1.3 Modèle de Takeda

Ce modèle plus raffiné est basé sur des études expérimentales. Il inclut des conditions réalistes pour les courbes de chargement et de déchargement en fonction de la déformation maximale et fournit une simulation selon un ensemble de règles permettant la dégradation de la rigidité due aux dommages croissants soumis à l'action sismique. Cependant, le modèle n'inclut pas la dégradation de la résistance. Bien que ce modèle ne décrive pas tous les aspects du comportement hystérétique des éléments en béton armé, il fournit des résultats fiables. La figure suivante montre les différents paramètres à considérer pour ce modèle (Ruamoko; Carr, 1995).

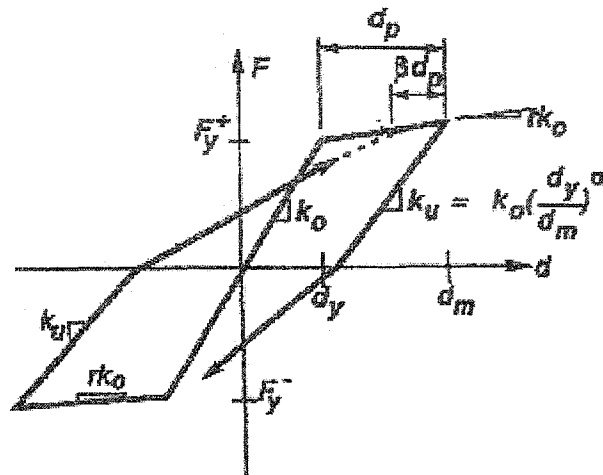


Figure 14 Modèle de Takeda (Ruamoko; Carr, 1995)

Généralement dans l'analyse non-linéaire des MRC, il est recommandé d'utiliser un modèle elasto-plastique bilinéaire pour les éléments verticaux (murs) en béton armé et le modèle de Takeda pour les éléments horizontaux (linteaux) (Challal et coll., 1996).

CHAPITRE 2

MODIFICATIONS APPORTÉES AUX CODES EN VIGUEUR

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter toutes les modifications qui ont été apportées aux clauses concernant les murs couplés dans A23.3-94 et l'évaluation des charges sismiques dans le CNB 95. Les modifications montrant ces changements seront également présentées dans ce chapitre.

2.1 Évolution des codes

Les premières normes parasismiques remontent à 1933 aux Etats-Unis. Le Japon possédait, à cette époque, ses propres exigences depuis dix (10) ans. Le premier code national du bâtiment au Canada paraît en 1941. Il y avait à ce moment un paragraphe qui montrait comment appliquer les forces statiques latérales sur la structure pour calculer la surcharge sismique sur les éléments du bâtiment (Réhabilitation sismique des structures de bâtiments – MCA, 2003)

Ce n'est qu'en 1953 que le code national du bâtiment, qui établit les règles et normes de conception des édifices, commençait à donner des prescriptions parasismiques. À cette époque, la connaissance sur l'intensité des séismes et le comportement des bâtiments sous sollicitations étaient élémentaires. Depuis, cette science a évolué considérablement notamment par l'étude des enregistrements de secousses ressenties en territoire canadien de même que par l'étude et l'analyse des effets sur la structure des immeubles.

Le principe de la définition de la surcharge sismique demeure la même depuis 1953. Cependant la méthode de calcul des surcharges sismiques a subi des changements majeurs en 1985 : nouvelles cartes de zonage sismique (vitesse et accélération) et

nouvelle probabilité de dépassement des accélérations et des vitesses maximales du séisme de calcul (probabilité de 10% en 50 ans). Il faut mentionner que c'est en 1985 que le code a introduit un second paramètre sismique soit la vitesse maximale au sol.

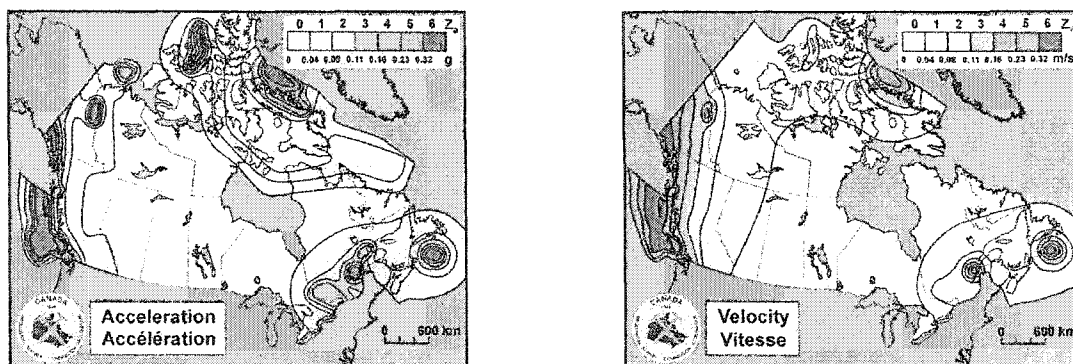


Figure 15 Carte de zonage sismique selon l'accélération et la vitesse maximale au sol (CNB985) (Source www.seismo.nrcan.gc.ca)

2.1.1 Édition CNB 1990

En 1990, le principal changement est l'introduction dans la formule statique du cisaillement d'un facteur modifiant cette force dans l'objectif de tenir compte de la dissipation d'énergie dans les structures ductiles. Ce nouveau facteur (R) remplace le coefficient K du CNB 1985. Le facteur de modification, R , devient un diviseur et il s'accorde avec le fait que l'action inélastique (déformations dans le domaine plastique) d'une structure permet de réduire le niveau d'intensité des forces s'appliquant sur une structure. Par l'entremise d'un facteur U , le cisaillement à la base ($V = V_e U / R$) a été ajusté pour conserver le même niveau de protection des bâtiments existants.

En outre le coefficient de charge aux états limites de 1,5 ($(V_f)_{85} = \alpha_Q V_{85} = 1,5 V_{85}$; $(V_f)_{90} = \alpha_Q V_{90} = 1,5 V_{90}$) est inclus dans la formule du cisaillement à la base; cette dernière est donc évaluée directement à l'état ultime.

2.1.2 Édition CNB 1995

En 1995, il n'y a pas eu de grands changements au niveau sismique. Pour cette édition le principe général de calcul est le suivant : la variation de l'intensité et de la distribution spatiale des forces sismiques selon la hauteur d'une structure est obtenue par la superposition des modes de vibration. Ces forces sismiques sont fonction :

- du spectre de calcul spécifié;
- de la période naturelle de la structure;
- de la distribution spatiale de la masse;
- de la rigidité.

Méthode de calcul pseudo-statique

On doit procéder aux étapes suivantes pour appliquer la méthode pseudo-statique :

1. évaluation du niveau de protection requis (séisme maximum de dimensionnement);
2. évaluation de l'intensité des secousses sismiques à ce niveau de probabilité de dépassement;
3. calcul du cisaillement à la base;
4. distribution des forces sismiques sur la hauteur du bâtiment;
5. évaluation des efforts pour chacun des éléments;
6. combinaison des charges et des surcharges.

2.2 Analyse statique équivalente selon le CNB 95

L'analyse statique selon le CNB 95 comme défini dans le chapitre précédent consiste à appliquer sur la structure une charge latérale triangulaire équivalent à la charge sismique visant à reproduire le même degré de contraintes et de déformations que le séisme représenté.

2.2.1 Forces sismiques

Dans le cas des structures régulières le code national du bâtiment de 1995 précise que la structure doit résister à un cisaillement minimal à la base, V_{base}^{95} , donné par la formule :

$$V_{base}^{95} = \left(\frac{V_e}{R} \right) U \quad (2.1)$$

où V_e est le cisaillement à la base correspondant à une réponse dynamique de la structure, U est un facteur de calibration égal à 0,6 pour que les forces sismiques calculées avec l'édition 1995 soient comparables à celles calculées avec les éditions précédentes du code, et R est un coefficient de réduction, reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique ($1 \leq R \leq 4$). Le cisaillement élastique est donné par la formule :

$$V_e^{95} = vSIWF \quad (2.2)$$

où v est la vitesse maximale au sol; S est le coefficient de réponse sismique qui dépend de la période fondamentale (T) de la structure; I est un coefficient de priorité fixé à 1 pour les bâtiments à usage normal, à 1,3 pour les écoles et 1,5 pour les bâtiments qui doivent demeurer fonctionnels immédiatement après le séisme; W est le poids sismique qui se compose de la charge permanente totale et les charges suivantes :25% de la surcharge de calcul attribuée à la neige, 60% du poids stocké dans les locaux d'entreposage et 100% du contenu des réservoirs; F est le coefficient de fondation, il varie entre 1 et 2 et est fonction du type de sol qui supporte la structure. Il est à signaler que la période fondamentale est un paramètre important dans le calcul de la charge sismique latérale. Le CNB 1995 donne un ensemble de formules empiriques pour estimer la période d'un bâtiment dépendant du type de résistance latérale utilisé.

Cependant, pour les murs de refend ductiles le code spécifie la formule suivante :

$$T_{code}^{1995} = \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_s}} \quad (2.3)$$

où h_n désigne la hauteur du bâtiment et D_s la longueur totale du refend.

Selon le code on peut également utiliser pour l'évaluation de la période un calcul dynamique précis ou la formule de Raleigh soit :

$$T \equiv 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^N W_i \delta_i}} \quad (2.4)$$

où W_i et δ_i représente respectivement le poids et le déplacement d'un étage i .

2.2.2 Effets de la torsion

La torsion doit être considérée pour les arrangements non symétriques. Elle se produit lorsque le centre de masse (point par lequel passe la résultante des forces d'inerties) ne coïncide pas avec le centre de rigidité ou de rotation ou de cisaillement du système de refend de la structure (voir figure 16). Dans le cas de la méthode statique on calcul le couple de torsion pour un plancher r selon l'une des équations suivantes :

$$T_r = F_r (1.5e \pm 0.1D_{nr}) \text{ ou } T_r = F_r (0.5e - 0.1D_{nr}) \quad (2.5)$$

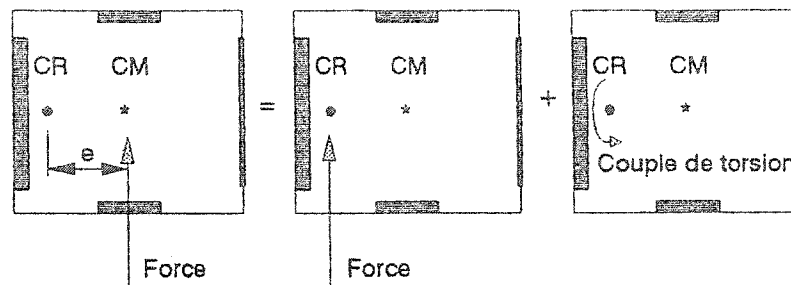


Figure 16 Cause de la torsion (Filiatrault, 1997)

où D_{nr} est la dimension en plan du bâtiment au niveau r perpendiculaire à la direction de la force sismique considérée et e représente la distance mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique entre le centre de masse de la structure et le centre de rigidité du système de refend au niveau considéré.

2.2.3 Flèche

La flèche inter-étage sous l'action d'un séisme est donnée par la formule suivante :

$$\Delta_{total} = \Delta_{élastique} R \quad (2.6)$$

où $\Delta_{élastique}$ représente la flèche élastique sous l'action de la charge sismique équivalente V . Le CNB établit la valeur limite de la flèche pour les bâtiments courants à $0.02h$ où h est la hauteur d'étage.

2.2.4 Distribution de la force sismique

Le cisaillement à la base est la somme des forces sismiques agissant sur les masses de la structure par suite du mouvement sismique horizontal à la base (Filiatrault, 1997). Selon le CNB la répartition des forces sismiques est triangulaire et cette dernière est basée sur

le fait que la structure répond principalement dans son premier mode de vibration. La force de cisaillement est répartie sur la hauteur de l'édifice selon la figure 17.

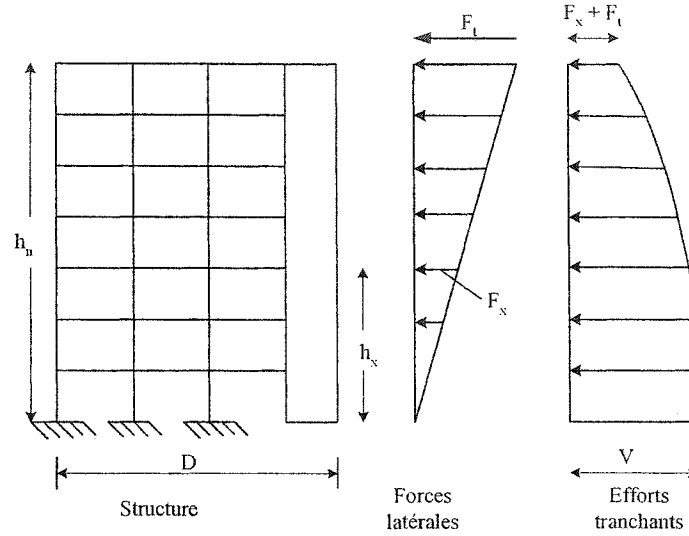


Figure 17 Répartition de la force sismique sur un bâtiment

Le CNB exige qu'une partie F_t du cisaillement à la base soit appliquée au sommet de la structure afin de considérer les modes supérieurs sur la distribution du cisaillement, tel que :

$$F_t = \min(0,07TV_{base}; \quad 0,25V_{base}) \quad (2.7)$$

La valeur de F_t peut être négligée si la période naturelle de la structure est inférieure à 0,7 seconde. On obtient la force d'inertie F_i par la formule suivante :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \right) (V_{base} - F_t) \quad (2.8)$$

où h_i est la hauteur du niveau i au-dessus de la base et N le nombre d'étages. La force totale appliquée au sommet est égale à $F_t + F_b$. Le moment de renversement est donc :

$$M_{base} = V_{base} h J \quad (2.9)$$

où h est la distance entre la base et la résultante des forces horizontales et J est un coefficient de réduction variant de 1 à 0,8 qui tient compte des modes supérieurs de vibration. Ces derniers ont tendance à augmenter les efforts de cisaillement globaux, notamment en bas du bâtiment, plus vite que les moments.

La valeur J est donnée par :

$$J = \begin{cases} 1 & T < 0,5 \\ 1,1 - 0,2T & 0,5 < T < 1,5 \\ 0,8 & T > 1,5 \end{cases} \quad (2.10)$$

Le moment de renversement M_x à un niveau x doit être multiplié par J_x qui est égal à :

$$J_x = J + (1 - J) \left(\frac{h_x}{h_n} \right)^3 \quad (2.11)$$

où h_n et h_x sont respectivement la hauteur totale et celle du niveau x au-dessus de la base.

2.3 Analyse statique équivalente selon le CNB 2005

Comme mentionné dans l'introduction des changements majeurs dans la conception sismique ont été fait au niveau du code national du bâtiment. Beaucoup de raisons sont à la base de ses changements. Une des raisons principales est l'amélioration continue de la connaissance du risque sismique et de sa répartition géographique dans tout le pays. En effet, chaque tremblement de terre fournit une ou plusieurs informations qui mènent à

porter plus loin des améliorations. Une autre raison principale de la mise à jour des dispositions sismiques résulte directement des résultats de la recherche technologique conduite au Canada et à travers le monde. La comparaison avec d'autres codes est aussi une raison de changer les dispositions canadiennes si elles sont inadéquates.

Dans l'édition 1995 du code national du bâtiment, l'aléa sismique est exprimé en termes d'accélération et de vitesse maximale au sol avec une probabilité de 10 % en 50 ans, soit une période de retour de 475 ans. Tenant compte des développements et des innovations dans la méthodologie de calcul de l'aléa sismique, la Commission géologique du Canada a produit de nouvelles cartes d'aléa sismiques pour le pays. L'aléa est maintenant exprimé en terme de valeurs spectrales. Ce dernier est représenté par un spectre d'aléa uniforme (UHS) et non pas par un spectre de réponse idéalisé comme c'est dans le CNB95. L'UHS, pour un emplacement, fournit l'accélération spectrale maximum qu'un système à un degré de liberté (SDOF) subit à l'emplacement (Humar et Al., 2003). Les mouvements au sol ont été choisis pour représenter un événement relativement rare avec une probabilité de 2% en 50 ans soit une période de retour approximatif de 2500 ans (Adams et Halchuk, 2003).

Selon Adams et Halchuk (2003), des valeurs spectrales ont été déterminées pour huit valeurs différentes de période qui s'étendent de 0.1 à 2 secondes dans la commission géologique du Canada des spectres de risques uniformes. Cependant, dans l'édition 2005 du code national du bâtiment, l'UHS sera défini par les valeurs spectrales d'accélération seulement à 4 périodes, à savoir 0,2 ; 0,5; 1,0 ; et 2 s. Les valeurs de l'accélération spectrale $S(T)$ ou $S(T_a)$ doivent être déterminées comme suit :

$$\begin{aligned}
S(T) &= F_a S_a(0,2) \quad \text{si } T \leq 0,2 \text{ s} \\
&= F_v S_a(0,5) \quad \text{ou } F_a S_a(0,2) \\
&\quad \text{soit la plus petite valeur si } T = 0,5 \text{ s} \\
&= F_v S_a(1,0) \quad \text{si } T = 1,0 \text{ s} \\
&= F_v S_a(2,0) \quad \text{si } T = 2,0 \text{ s} \\
&= F_v S_a(2,0)/2 \quad \text{si } T \geq 1,0 \text{ s}
\end{aligned} \tag{2.12}$$

où T représente la période de la structure, S_a est l'accélération spectrale de réponse avec un amortissement de 5%, F_a et F_v sont respectivement des coefficients d'accélération et de vitesse de l'emplacement. Ces coefficients tiennent compte des conditions de sol et remplacent en quelque sorte le coefficient F de fondation du CNB 95. Leurs valeurs sont données dans les tableaux suivants. Pour les valeurs intermédiaires de la période T une interpolation est nécessaire.

Tableau I

Valeurs de F_a en fonction de la catégorie d'emplacement
(Ébauche CNB2005, 2003)

Valeurs de F_a en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de $S_a(0,2)$ Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.4. 4)					
Catégorie	Valeurs de F_a				
	$S_a(0,2) \leq 0,25$	$S_a(0,2) = 0,50$	$S_a(0,2) = 0,75$	$S_a(0,2) = 1,00$	$S_a(0,2) = 1,25$
A	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8
B	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,3	1,2	1,1	1,1	1,0
E	2,1	1,4	1,1	0,9	0,9
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Les catégories d'emplacement sont définies en fonction du type de sol et doivent être conformes aux valeurs du tableau III. Selon l'ébauche du nouveau code si la vitesse moyenne des ondes de cisaillement $\overline{V_s}$ est inconnue, il faut déterminer la catégorie de

l'emplacement à l'aide de la résistance moyenne à la pénétration standard dont la valeur fait l'objet d'une correction énergétique, $\overline{N_{60}}$, ou de la résistance moyenne du sol non drainé au cisaillement, s_u , conformément au tableau III.

Tableau II

Valeurs de F_v en fonction de la catégorie d'emplacement
(Ébauche CNB2005, 2003)

Valeurs de F_v en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de $S_a(1,0)$ Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.4. 4)					
Catégorie	Valeurs de F_v				
	$S_a(1,0) \leq 0,1$	$S_a(1,0) = 0,2$	$S_a(1,1) = 0,3$	$S_a(1,0) = 0,4$	$S_a(1,0) \geq 0,5$
A	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
B	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8
C	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
E	2,1	2,0	1,9	1,7	1,7
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Tableau III

Catégories en fonction de la réponse sismique des emplacements
(Ébauche CNB2005, 2003)

Catégories en fonction de la réponse sismique des emplacements Faisant partie intégrante des paragraphes 4.1.8.4. 2) et 3)				
Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol, $\bar{V}_s$ (m/s)	Résistance à pénétration standard	Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u
A	<i>Roche dure</i>	$\bar{V}_s > 1500$	S/O	S/O
B	<i>Roche dure</i>	$760 \leq \bar{V}_s \leq 1500$	S/O	S/O
C	<i>Sol très dense et roche tendre</i>	$360 \leq \bar{V}_s \leq 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	<i>Sol consistant</i>	$180 \leq \bar{V}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 < s_u \leq 100$ kPa
E	<i>Sol meuble</i>	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
E		Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes • indice de plasticité : $PI > 20$; • teneur en eau : $w \geq 40\%$; et • résistance du sol non drainé au cisaillement $s_u < 50$ kPa		
F	⁽¹⁾ Autres	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée		

Notez qu'on a un spectre de réponse pour chaque ville au lieu d'un seul spectre normalisé pour une vitesse maximale au sol. Par exemple les spectres d'aléas uniformes pour Montréal et Vancouver sont montrés à la figure 18 pour des sols de classe C et D.

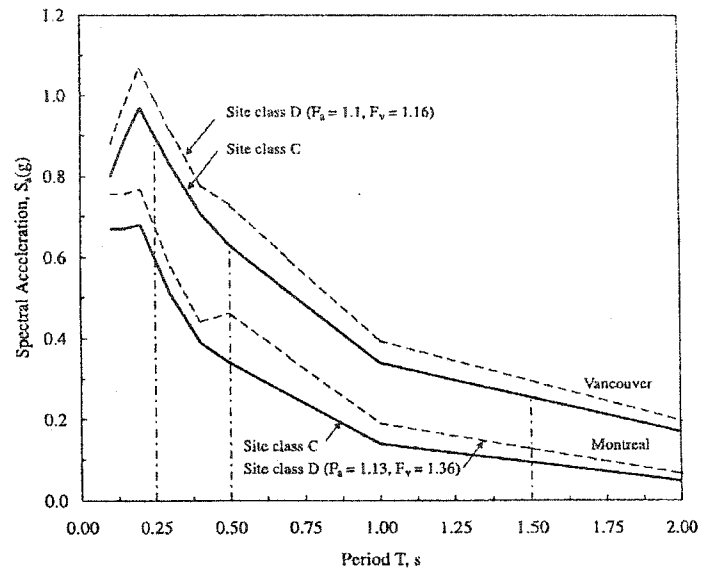


Figure 18 Spectre d'aléa uniforme pour Montréal et Vancouver (Humar et Mahgoub, 2003)

2.3.1 Forces sismiques

Dans l'édition 2005 du code la force sismique latérale minimale, V , pour un système à un ou plusieurs ddl est obtenue par la formule suivante :

$$V_{base}^{2005} = \frac{S(T_a) M_v I_E W}{R_d R_0} \quad (2.13)$$

où T_a est la période du premier mode de vibration de la structure, M_v est un facteur d'ajustement qui prend en compte l'effet des modes supérieurs de vibration, I_E est un coefficient de priorité, R_d est un facteur de modification de force lié à la ductilité qui remplace essentiellement R dans l'édition précédente et prend des valeurs beaucoup plus élevées ce qui a un effet direct sur le cisaillement, R_0 est un facteur de modification de force liée à la sur-résistance; l'inverse de ce facteur $1/R_0$ remplace U avec $1,0 \leq R_0 \leq 2,5$.

Les valeurs de ce facteur R_0 proposé par l'édition 2005 ont été déterminées d'une façon cohérente pour tous les systèmes en conformité avec les dispositions du CSA (Canadian Standards Association).

La valeur de V_{base}^{2005} ne doit pas être inférieure à :

$$\frac{S(2,0)M_v I_E W}{R_d R_0} \quad (2.13 a)$$

Dans le cas d'un facteur $R_d \geq 1,5$, pour un système de résistance aux forces sismiques (SRFS) la force sismique utilisée ne doit pas dépasser :

$$\frac{2}{3} S(0,2) I_E \frac{W}{R_d R_0} \quad (2.13 b)$$

Le cisaillement élastique peut être obtenu par la formule suivante :

$$V_e^{2005} = S(T)W \quad (2.14)$$

où W est le poids sismique de la structure soit 100% de la charge morte plus 25% de la charge de neige de conception plus 60% du poids de stockage pour les locaux d'entreposage.

Vu la confusion considérable quant à la valeur de D_s , soit la longueur du système de résistance latérale, qui est souvent mal définie dans le CNB 95, la formule pour des structures notamment les MRC est simplifiée dans le CNB 2005 et ne dépend plus de la longueur de D_s . Pour la détermination de la période fondamentale T plusieurs formules empiriques ont été proposées. Mais pour le cas qui nous intéresse, les murs de refend couplés, la formule ne prend plus en considération la longueur du refend, et se définit

par :

$$T = 0,05(h_n)^{3/4} \quad (2.15)$$

La période calculée par une autre méthode, comme l'analyse modale par exemple ne doit pas dépasser cette valeur par plus de 50%.

Tous les modes de vibration dans un bâtiment multi-étagé contribuent au cisaillement à la base. L'édition 2005 propose le facteur M_v qui prend en compte les effets des modes supérieurs. Humar et Rahgozar (2000) ont étudié la variation de ce facteur pour deux endroits différents, Montréal et Vancouver. Ils ont employés l'UHS pour ces deux villes et ont effectués des analyses du spectre de réponse pour déterminer les valeurs de ces facteurs (voir tableau suivant).

Tableau IV

Coefficient M_v pour Montréal et Vancouver (Humar et Maghoub, 2003)

Structure type	Spectral										M _v
	Period(s)		Modal weight		acceleration(g)		Base shear		SRSS	Base shear assuming entire response in first mode	
	First	Second	First	Second	First	Second	First	Second			
	Mode	Mode	Mode	Mode	Mode	Mode	Mode	Mode			
Vancouver											
Shear cantilever	1.5	0.5	0.616W	0.090W	0.260	0.660	0.211W	0.059W	0.219W	0.260W	0.842
Flexural cantilever	1.5	0.25	0.811W	0.188W	0.260	0.900	0.160W	0.169W	0.233W	0.260W	0.896
Montréal											
Shear cantilever	1.5	0.5	0.616W	0.090W	0.094	0.340	0.076W	0.031W	0.082W	0.094W	0.873
Flexural cantilever	1.5	0.25	0.811W	0.188W	0.094	0.600	0.058W	0.113W	0.127W	0.094W	1.351

La contribution relative des modes supérieurs, pour une structure élastique dépend de la forme spectrale et de deux caractéristiques dynamiques du système :

- i) les valeurs relatives des périodes modales;
- ii) les poids modaux.

Ces deux caractéristiques dépendent à leur tour du type de structure (Humar et Mahgoub, 2003).

En supposant que la structure demeure élastique le coefficient M_v peut-être obtenu par la formule suivante :

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W} \quad (2.16)$$

où $S_a(T_i)$ est l'accélération spectrale avec un amortissement de 5% correspondant au $i^{\text{ème}}$ mode, W_i est le poids modal et W est le poids total de la structure. Les figures 19 et 20 illustrent les résultats d'une étude paramétrique effectuée sur plusieurs murs et MRC situés à Montréal et Vancouver. Le facteur M_v dépendant de la période, augmente avec l'augmentation de la période. Le taux de croissance du facteur M_v est plus élevé pour la région Est que pour la région Ouest.

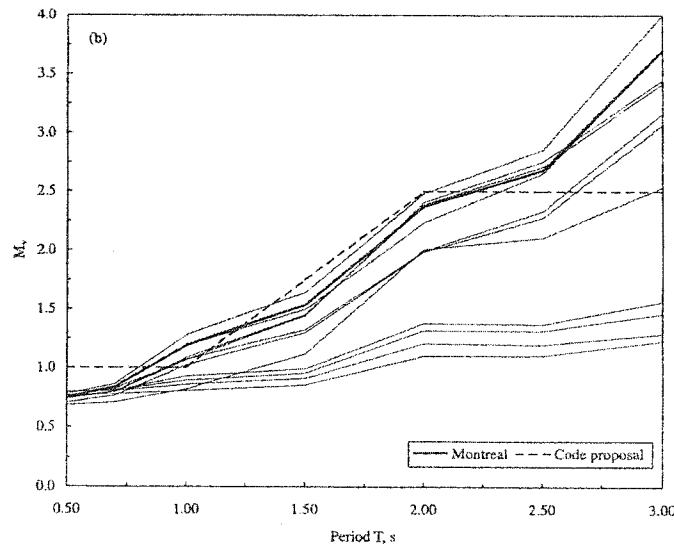


Figure 19a Variation de M_v pour un mur situé à Montréal (Humar et Mahgoub, 2003)

Par exemple pour la région Est M_v varie entre 0,748 et 3,701 tandis que pour la région Ouest il varie entre 0,687 et 1,197. Cette différence est due à la différence entre les spectres des deux régions.

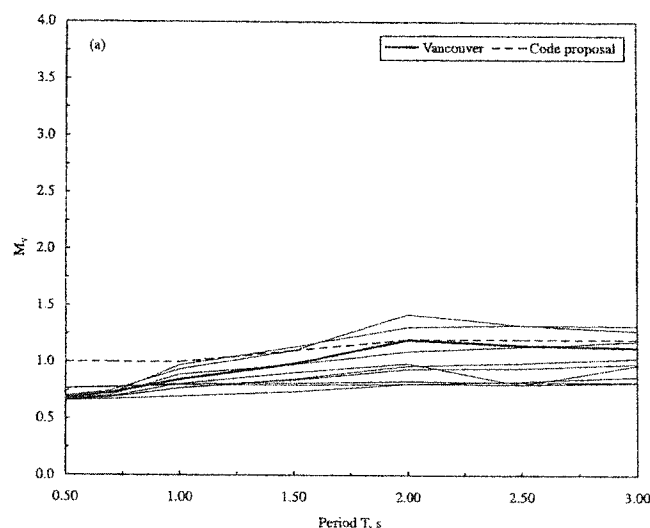


Figure 19b Variation de M_v pour un mur situé à Vancouver (Humar et Mahgoub, 2003)

La figure 20 montre les variations du facteur M_v pour les murs couplés en fonction des périodes pour Montréal. La réponse d'un mur couplé se trouve entre celle du cadre et celle du mur de cisaillement comme montré sur la figure 20.

Lorsque les linteaux sont flexibles ($d = 0,2m$ sur la fig. 20) le système MRC se comporte comme deux murs isolés, lorsqu'ils sont plus rigides ($d = 1,2m$ sur la fig. 20) le système se comporte comme un cadre.

L'analyse par modèle continu a démontré que ce type de comportement (*mur vs cadre*) dépend de la rigidité relative entre le mur et les linteaux de couplage ainsi que de la hauteur de l'édifice (Stafford Smith et Coull, 1991). Il a été également démontré que le degré de couplage est directement relié à ces mêmes paramètres (O. Challal et M.J.

Nollet, 1997). On pourrait s'attendre à ce que la variation de M_v dépende du degré de couplage et de la hauteur de l'édifice.

Dans l'ébauche du CNB 2005 il est proposé qu'un mur de refend couplé soit traité comme un cadre; de ce fait il importe que les linteaux soient assez rigide en d'autre terme que le DC soit supérieur à 0,67.

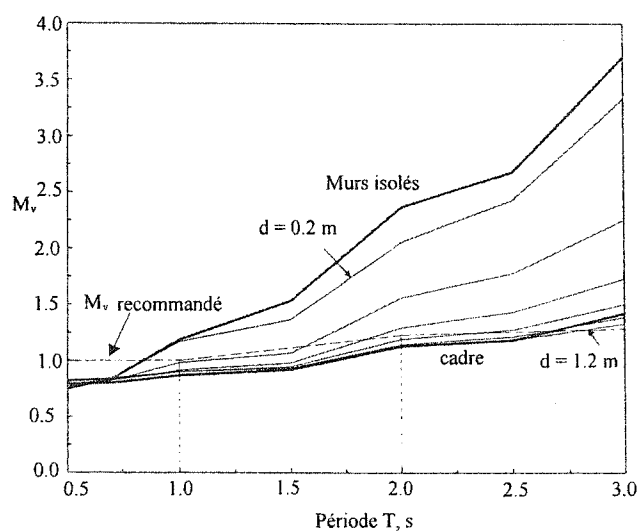


Figure 20 Variation du facteur M_v pour un mur couplé à Montréal (Humar et Mahgoub, 2003)

2.3.1.1 Forces sismiques pour un élément

Les éléments ou les composants d'un bâtiment doivent être conçus de façon à résister à la force latérale sismique donnée par l'expression suivante :

$$V_p = 0,3 F_a S_a(0,2) I_E S_p W_p \quad (2.17)$$

avec

$$S_p = \frac{C_p A_r A_x}{R_p} \quad (2.18)$$

Cette force latérale sismique doit être comprise entre deux valeurs limites soit:

$$F_a S_a(0,2) I(0,7) W_p < V_p < F_a S_a(0,2) I(4,0) W_p \quad (2.19)$$

où C_p représente le coefficient sismique de l'élément, R_p facteur de modification de réponse de l'élément, A_r facteur d'amplification, A_x facteur de hauteur ($1+2 h_x/h_n$), h_x hauteur par rapport à la base de la section considérée, h_n la hauteur totale du bâtiment et W_p poids d'une partie de la structure ou de l'élément.

2.3.2 Effets de la torsion

La considération des effets de torsion est modifiée dans l'édition 2005 du CNB, par l'utilisation d'un facteur qui détermine la sensibilité à la torsion soit :

$$B_x = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{ave}}} \quad (2.20)$$

où $\delta_{\max}$ représente le déplacement maximal de l'étage aux extrémités de la structure au niveau x et δ_{ave} le déplacement moyen aux extrémités de la structure au niveau x.

Si la valeur maximale (B) de B_x est inférieure ou égale à 1,7 on calcule les effets de torsion à chaque niveau de la façon suivante :

$$T_r = F_r (e_r + 0,1 D_{nr}) \quad (2.21)$$

$$T_r = F_r (e_r - 0,1 D_{nr}) \quad (2.22)$$

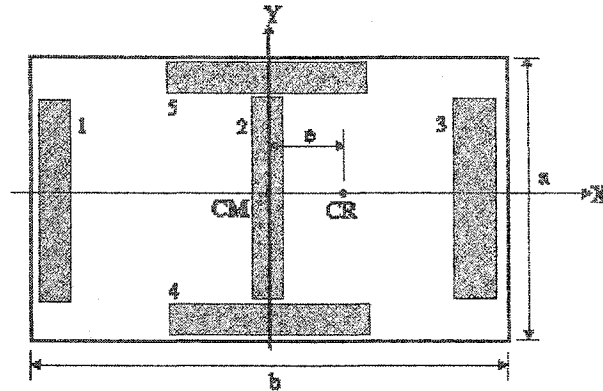


Figure 21 Effet de torsion due à l'excentricité (Humar, Yavari et Saatcioglu, 2003)

où F_r est la force latérale à chaque niveau, Le facteur $0,1 D_{nr}$ représente l'excentricité accidentelle.

Dans le cas où B est supérieur à 1,7 selon l'édition 2005, on utilise l'analyse dynamique modale ou l'analyse non linéaire.

2.3.3 Flèche

Le calcul de la flèche élastique est fait sous l'action de la charge statique équivalente en considérant la torsion. Pour donner des valeurs plus conformes à la réalité les déformations latérales doivent être multipliés par $R_d R_\theta / I_E$.

2.3.4 Distribution de la force sismique

Il n'y a pas eu de changement au niveau de la distribution de la force sismique. Cependant le coefficient J_x utilisé dans le calcul du moment de renversement dans la formule a été modifié :

$$M_x = J_x \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x) \quad (2.22)$$

$$\begin{aligned} \text{où } J_x &= 1,0 & \text{si } h_x \geq 0,6 h_n \\ J_x &= J + (1 - J) (h_x / 0,6 h_n) & \text{si } h_x < 0,6 h_n \end{aligned} \quad (2.23)$$

J représente le coefficient de réduction du moment de renversement à la base qui est donné en fonction de la période et du type de structure dans le tableau 4.1.8.11 de l'ébauche du CNB 2005. Le facteur J diminue avec l'augmentation de la période comme indiqué sur la figure 22. Ce facteur est fortement influencé par le type de sol. Le taux de décroissance de ce facteur est plus élevé dans la région Est que dans la région Ouest. Il varie entre 0,95 et 0,304 dans l'Est et dans l'Ouest entre 1,03 et 0,601. La variation de ce facteur pour les murs couplés pour Montréal est montrée à la figure suivante.

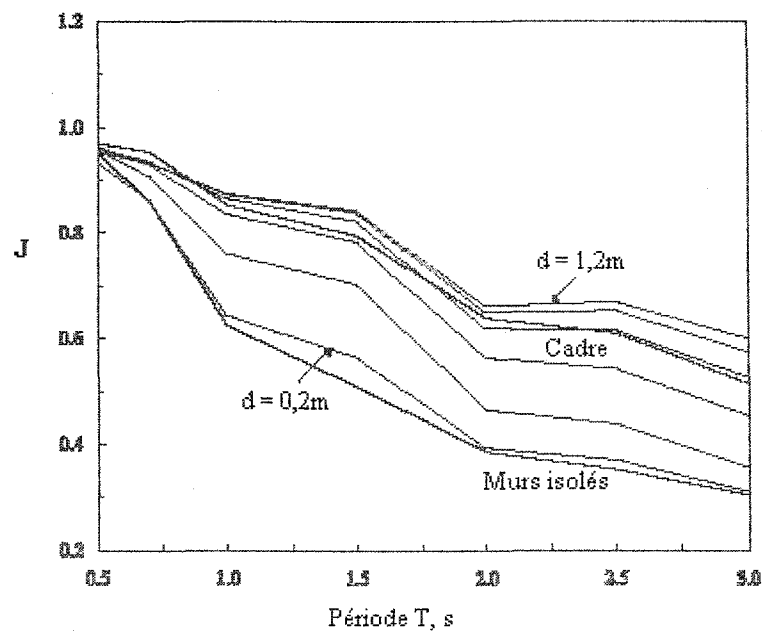


Figure 22 Variation du facteur J pour un mur couplé à Montréal (Humar et Mahgoub, 2003)

Comme attendu la réponse du MRC se situe entre le cadre et le mur qui est fonction de la hauteur du linteau. Or le degré de couplage du MRC dépend aussi de la hauteur du linteau, par conséquent le facteur J devrait être lié au degré de couplage.

Ce facteur J peut être aussi calculé de la façon suivante soit :

$$J = \frac{M_{be}}{M_{bc}} \quad (2.23)$$

où M_{be} et M_{bc} représente les moments de renversement à la base de l'analyse spectrale et de l'analyse statique, respectivement.

2.4 Analyse dynamique selon le CNB 2005

L'édition 2005 du CNB spécifie l'analyse dynamique comme outil de conception sismique fiable. Cette analyse est indiquée comme procédé préféré pour l'analyse structurale. Dans cette édition, l'analyse dynamique est obligatoire pour les classifications suivantes des bâtiments :

- les structures régulières qui ont 60 m et plus ou qui ont la période fondamentale supérieure à 2,0 s;
- les bâtiments irréguliers qui ont 20 m et plus.

2.5 Sommaire des modifications

Les nouveaux éléments et les nouvelles formulations retrouvés dans le CNB 2005 peuvent être listés ainsi :

1. la période naturelle de vibration (T) (Équation 2.15);
2. le calcul de la force sismique latérale V^1 (Équation 2.13);
3. les coefficients de fondation F_a et F_v (Tableau I et II);

¹Nouvelle formulation

4. les paramètres d'aléa sismique $S_a(T)$;
5. le facteur tenant compte des modes supérieurs M_v (Équation 2.16);
6. les facteurs de modification des forces R_d et R_o ;
7. le facteur J (Équation 2.23);
8. les effets de torsion (Équation 2.20).

Étant donné les modifications apportées au CNB 95 on doit donc s'attendre à ce que l'utilisation du CNB 2005 génère, pour une même structure un cisaillement à la base et des efforts différents.

2.6 Modifications apportées au code de béton A23.3-94

Deux changements majeurs ont été faits au niveau du code de béton A23.3-94. D'abord le coefficient de tenue du béton (ϕ_c) passe de 0,60 à 0,65 et la formule pour le calcul de l'inertie effective a changé. Aussi, les murs ductiles sollicités en flexion doivent avoir une résistance pondérée au cisaillement supérieure à la valeur suivante :

- i. l'effort tranchant qui correspond au développement du moment résistant présent dans le mur dans la zone de formation de rotule plastique; et
- ii. le cisaillement résultant aux combinaisons de charge qui comprennent les forces sismiques avec les effets de charges calculés en utilisant un facteur $R_d R_o$ égal à 1,0.

Un nouveau tableau pour le calcul de l'inertie effective, c'est-à-dire prenant compte la fissuration du béton, est présenté dans l'ébauche du code de béton A23.3-04.

Tableau V

Inertie effective (Ébauche A23.3-04)

Type d'élément	A_x	I_e
Poutre		$0,4 I_g$
Colonne		$0,7 I_g$
X-Linteau		$\alpha_x I_g$
Linteau standard		$\alpha_s I_g$
Mur	$\alpha_w A_g$	$\alpha_w I_g$

Avec

$$\alpha_w = 0,6 + \frac{P_g}{f_c' A_g} \leq 1,0 \quad (2.24)$$

ou

$$\alpha_w = 0,2 + 2,5 \frac{P_g}{f_c' A_g} \leq 0,7 \quad (2.25)$$

$$\alpha_x = \frac{0,4}{1,7 + 2,7 \left(\frac{h}{l_n} \right)^2} \quad (2.26)$$

$$\alpha_s = \frac{0,4}{1 + 8 \left(\frac{h}{l_n} \right)^2} \quad (2.27)$$

Tous ces changements, que ce soit au niveau du code national du bâtiment ainsi qu'au niveau du code de béton exigent une mise à jour du procédé de conception sismique. C'est ce que nous allons voir dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 3

DIMENSIONNEMENT DES MURS DE REFEND COUPLÉS ET MISE À JOUR DU PROCÉDÉ DE CONCEPTION

Ce chapitre expose principalement les différentes étapes du dimensionnement des murs de refend couplés ainsi que la mise à jour du procédé de conception. Seuls les principes de base sont présentés, les formules référant au dimensionnement des linteaux sont données en annexe. La procédure de dimensionnement selon le CNB 95 et A23.3-94 est tirée de l'article "*Conception sismique des murs de refend couplés*" de Challal et coll. (1997) et est résumé à la fig. 4.1 sous forme d'organigramme.

3.1 Conception des murs de refend couplés

Comme mentionné dans le chapitre 2, deux points essentiels sont nécessaires pour le dimensionnement des murs de refend couplés ² :

- i) favoriser une bonne ductilité dans le comportement des linteaux; cela sous entend que les linteaux atteignent leur capacité en flexion avant même leur rupture par cisaillement;
- ii) « s'assurer que l'écoulement plastique ait lieu dans les linteaux avant les murs, essentiellement en majorant la résistance des murs relativement à celle des linteaux moyennant le facteur de sur-résistance. »

Les hypothèses selon lesquelles, les murs sont encastres et que les fondations reprennent les charges de gravité et le moment de renversement total dû aux charges sismiques majoré par le facteur de sur-résistance, sont rattachés aux deux points déjà mentionnés.

² Tiré de l'article Conception sismique des murs de refend couplés de O. Challal et coll. page 140

Les prochaines étapes sont à considérer pour le dimensionnement des murs de refend couplés.

3.2 Dimensionnement des murs

Pour les murs de cisaillement, la plastification se fait à la base du mur tandis que pour les murs couplés cette plastification se fait au niveau des linteaux. Pour assurer cette plastification au niveau des poutres de couplage avant les murs, le dimensionnement des murs couplés passe par trois exigences fondamentales qui sont : la résistance en flexion, la ductilité et la résistance au cisaillement. Les exigences de la résistance en flexion ont pour but d'assurer la séquence de plastification désirée, c'est-à-dire dans les linteaux avant les murs, celles de ductilité ont pour objectif d'assurer un comportement ductile du mur pendant un séisme, tout en évitant les comportements fragiles et celles de la résistance au cisaillement repose sur deux aspects :

- i) les murs doivent résister aux forces de cisaillement pondérées;
- ii) la rupture par cisaillement du mur.

La conception des murs ductiles repose sur 2 exigences fondamentales :

1. assurer un comportement ductile des linteaux;
2. faire en sorte que l'écoulement plastique ait lieu dans les linteaux avant les murs.

De manière générale les étapes à considérer dans la conception des MRC sont les suivantes:

1. Géométrie et propriétés élastiques;
2. Choix de R;
3. Calcul du degré de couplage;
4. Dimensionnement des linteaux
 - Linteaux avec armature en diagonale
 - Linteaux avec armature conventionnelle

- Résistance en flexion (Armature longitudinale)
- Résistance au cisaillement (Armature transversale)

5. Dimensionnement des murs

- Résistance en flexion
- Résistance en cisaillement

O. Chaallal et coll. (1997) ont présenté de façon schématique les étapes de conception selon la norme A23.3-94 et le code national du bâtiment 1995.

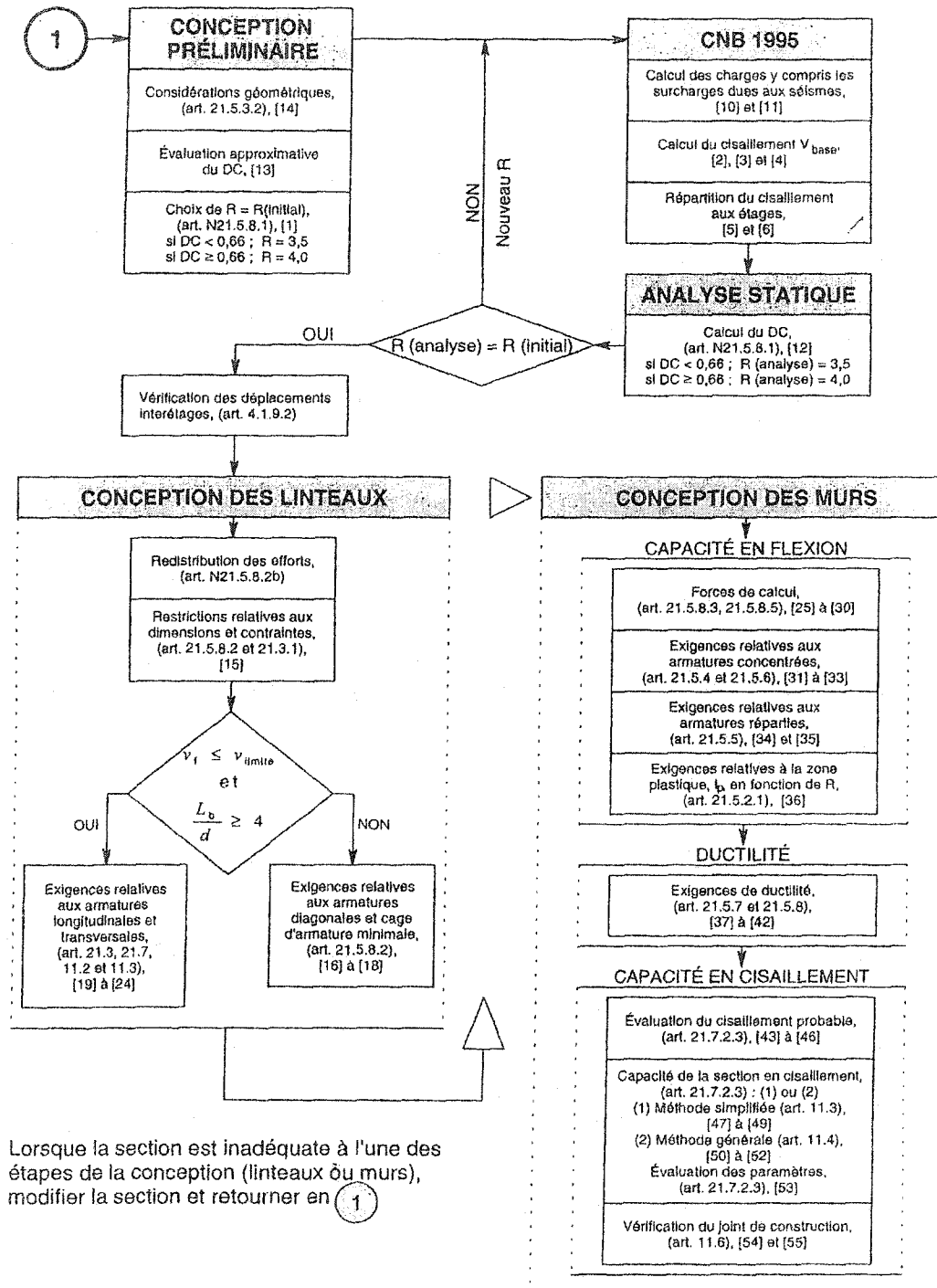


Figure 23 Organigramme pour la conception de murs ductiles couplés et partiellement couplés (Chaallal et coll., 1997)

3.3 Mise à jour du procédé de conception

Les changements dans le code national du bâtiment 95 et dans le code de béton A23.3-94 nécessitent une mise à jour du procédé de conception. Cette mise jour se fait surtout au niveau du calcul du cisaillement à la base. En se référant à l'organigramme de la figure 23 on a mis en évidence les principales modifications à la procédure de conception sur l'organigramme de la figure 24.

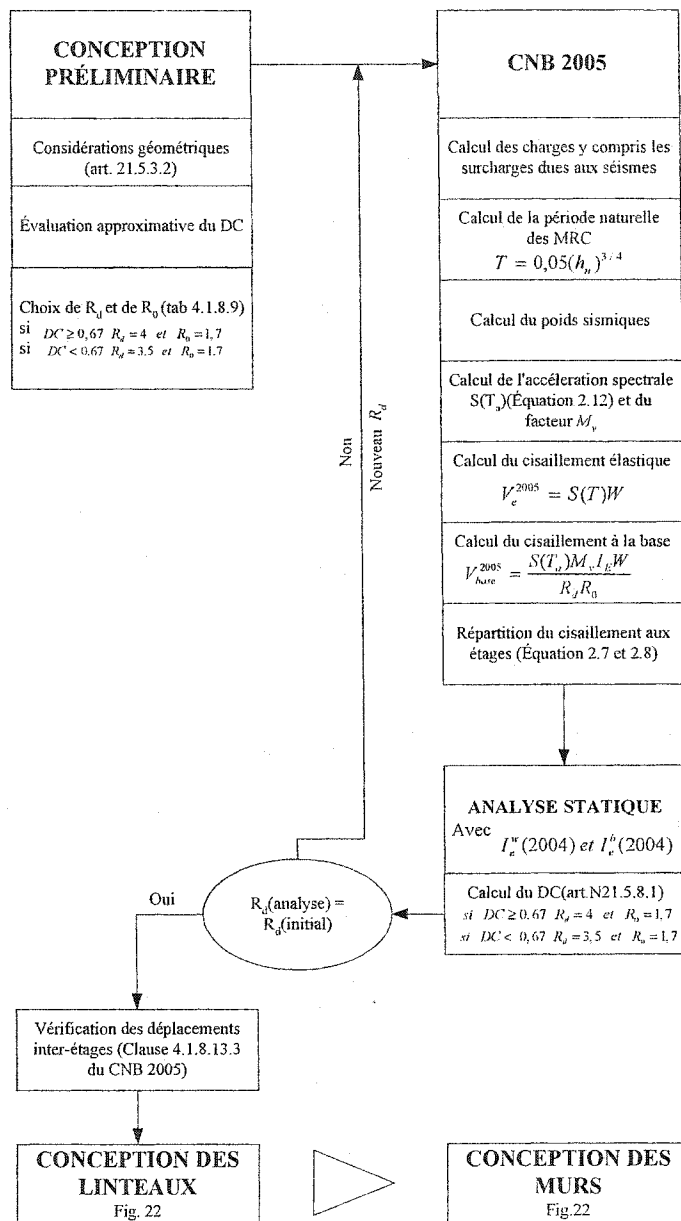


Figure 24 Nouvel organigramme de conception des murs ductiles couplés et partiellement couplés

CHAPITRE 4

CHOIX DES MODÈLES

À travers ce chapitre nous traiterons les diverses structures de bâtiments à l'étude. Ensuite nous présenterons le logiciel utilisé pour les analyses statiques et dynamiques linéaires ainsi que la modélisation des édifices.

4.1 Introduction

Les modèles ont été choisis à partir d'études antérieures sur la conception des murs de refend couplés selon A23.3-94 (Malenfant, 1997; Gauthier, 1997) visant à étudier la réponse des bâtiments selon leur DC, leur hauteur et leur localisation. Le choix a été porté sur 3 types de bâtiments : 10, 20, 30 étages pour deux degrés de couplage soit $DC \geq 0,67$ et $DC < 0,67$. On suppose que ces modèles sont situés dans deux villes du Canada Montréal et Vancouver. Ce choix des villes s'avère intéressant étant donné leur niveau d'activité sismique, leur emplacement (Montréal à l'Est, Vancouver à l'Ouest) et leurs agglomérations.

Le tableau VI indique le nombre d'analyse, qu'on fera dans ce travail pour chaque bâtiment situé à Montréal et Vancouver. Quatre analyses par bâtiment seront réalisées pour un total de 24.

Tableau VI

Nombre d'analyse à faire pour chaque modèle

			Analyse statique		Analyse dynamique	
			CNB 1995	CNB 2005	CNB 1995	CNB 2005
10 étages	$DC \geq 0,67$	Dim 1994	•		•	
		Dim 2005		•		•
	$DC < 0,67$	Dim 1994	√		√	
		Dim 2005		√		√
20 étages	$DC \geq 0,67$	Dim 1994	•		•	
		Dim 2005		•		√
	$DC < 0,67$	Dim 1994	√		√	
		Dim 2005		√		√
30 étages	$DC \geq 0,67$	Dim 1994	•		•	
		Dim 2005		•		√
	$DC < 0,67$	Dim 1994	√		√	
		Dim 2005		√		√

4.2 Présentation des bâtiments

Les configurations des bâtiments seront présentées dans les sections suivantes.

Modèle 1 – Bâtiments de 10 étages

La configuration des bâtiments de 10 étages pour Montréal et Vancouver est différente étant donné le risque sismique élevé pour Vancouver. Pour Montréal l'édifice est composé de deux murs de refend avec ouvertures qui reprennent les charges sismiques dans la direction Nord-Sud. La structure est composée de 5 baies de 6 m dans la direction Est-ouest et de 3 baies dans la direction Nord-Sud. La longueur des travées est fonction de la largeur des murs. A noter que la superficie du bâtiment est de 630 m² (21m X 30m) pour les deux degrés de couplage (voir figure 25).

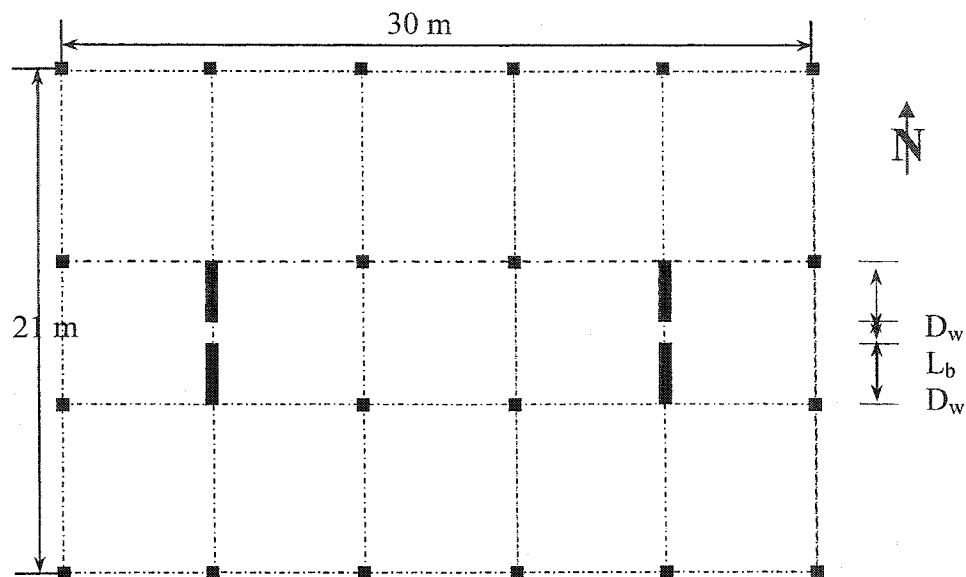


Figure 25 Vue en plan du bâtiment de 10 étages à Montréal

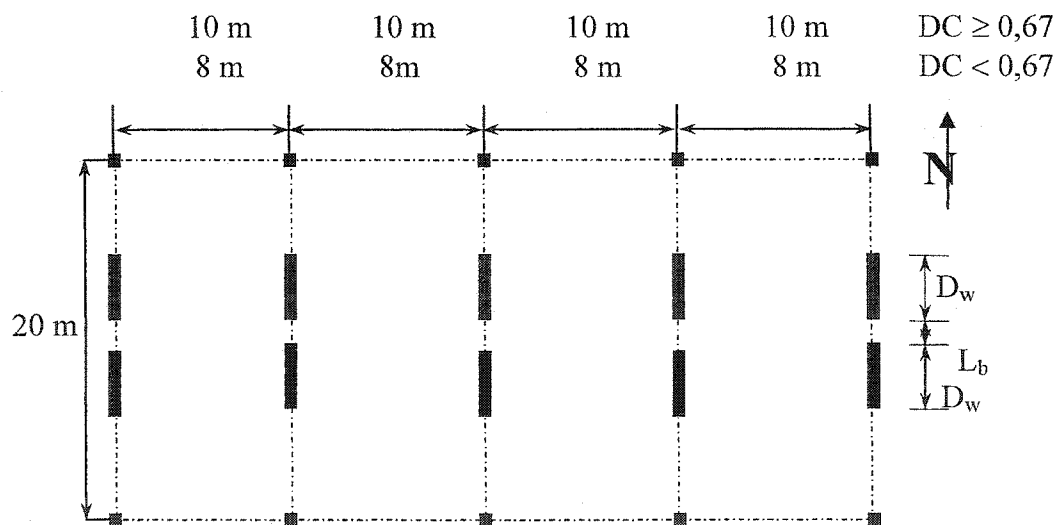


Figure 26 Vue en plan du bâtiment de 10 étages à Vancouver

Pour Vancouver il y a 5 murs de refend couplés qui reprennent les charges sismiques dans la direction Nord-Sud. La structure est composée de 4 baies dans la direction Est-

ouest et a une superficie de 800 m^2 (20 m X 40m) pour un $DC \geq 0,67$ et de 640 m^2 (20 m X 32 m) pour un $DC < 0,67$. La configuration de l'édifice est montrée à la figure 25.

Modèle 2 &3 – Bâtiments de 20 et 30 étages

La configuration des bâtiments 20 et 30 étages est présentée à la figure 27. La géométrie globale de ces bâtiments est la même pour Montréal et Vancouver. Les charges sismiques sont reprises par 3 MRC dans la direction Nord-Sud. La structure est composée de 6 baies de 5 m dans la direction Est-Ouest et 3 baies dans la direction Nord-Sud. La superficie des bâtiments est de 720 m^2 (24 m X 30 m). La longueur des travées est fonction de la largeur des murs.

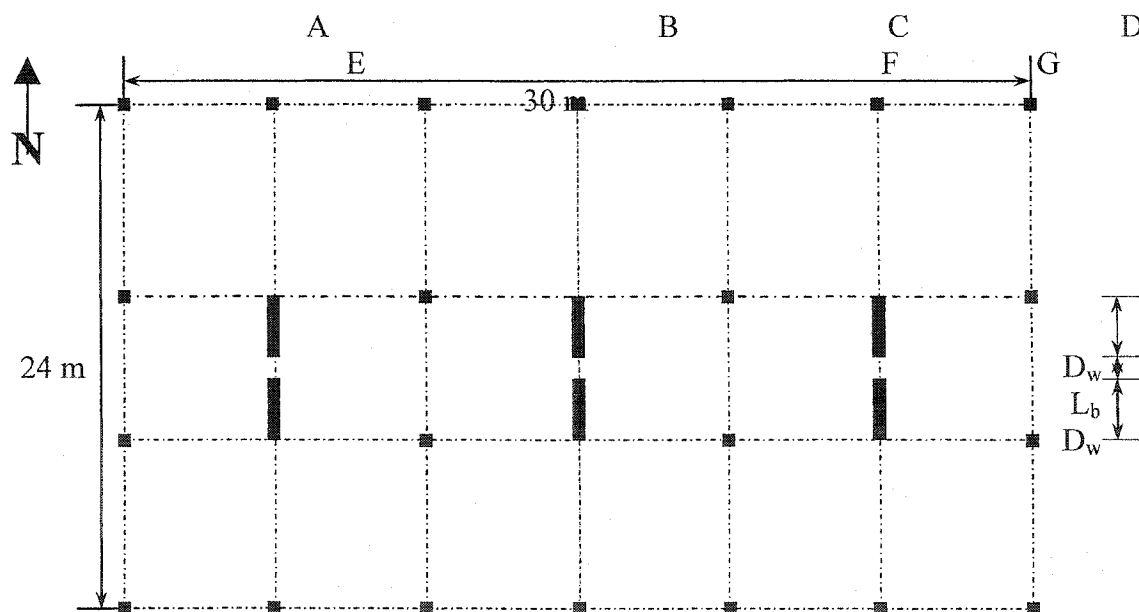


Figure 27 Vue en plan type des bâtiments de 20 et 30 étages

4.3 Propriétés géométriques des bâtiments

Le calcul des propriétés des bâtiments servant aux modèles d'analyses peut être fait suivant le code A23.3 de cette façon :

a) Pour les murs

- L'inertie brute I_g^w
- L'inertie effective des murs I_e^w ($I_e^w = 0,7 I_g^w$ pour le dimensionnement 94 et $\alpha_w I_g^w$ pour le dimensionnement 2004)
- L'aire des sections des murs A_w
- L'aire effective en cisaillement des sections des murs A_{ws}

b) Pour les linteaux

- L'inertie brute I_g^b
- L'inertie effective des poutres I_e^b (voir chapitre 3)
- L'aire des sections des poutres A_b

Les propriétés des bâtiments analysés sont présentées au tableau VII.

Tableau VII

Propriétés des murs de refend couplés pour tous les bâtiments

Vancouver							Montréal				
Bâtiments	DC	I_g^w (m ⁴)	I_e^w (1994) (m ⁴)	I_e^w (2004) (m ⁴)	A_w (m ²)	A_e (m ²)	I_g^w (m ⁴)	I_e^w (1994) (m ⁴)	I_e^w (2004) (m ⁴)	A_w (m ²)	A_e (m ²)
10 étages	≥ 0,67	0,7875	0,5513	0,2087	1,05	0,2783	0,4557	0,3190	0,1208	0,875	0,232
	< 0,67	1,2505	0,8754	0,3314	1,225	0,3246	0,4557	0,3190	0,1208	0,875	0,232
20 étages	≥ 0,67	2,1333	1,4933	0,7093	1,6	0,5320	2,5439	1,7807	0,8458	1,32	0,439
	< 0,67	2,1333	1,4933	0,7093	1,6	0,5320	4,56	3,1920	1,5162	1,52	0,505
30 étages	≥ 0,67	4,6875	3,2813	1,8633	2,25	0,8944	9,0120	6,3084	3,5823	3,575	1,421
	< 0,67	6,2391	4,3673	2,4800	2,475	0,9838	11,7000	8,1900	4,6508	3,9	1,550

Propriétés des linteaux pour tous les bâtiments situés à Vancouver

Bâtiments	DC	I_g^b (m ⁴)	Disposit ion	k	I_e^b (1994) (m ⁴)	α_s ou α_x	I_e^b (2004) (m ⁴)	A_b (m ²)	Vérification DC
10 étages	≥ 0,67	0,010886	long.	1,880	0,004093	0,196386	0,002138	0,252	0,672
	< 0,67	0,003646	long.	1,880	0,001371	0,266667	0,000972	0,175	0,519
20 étages	≥ 0,67	0,006370	diag.	1,395	0,003555	0,207906	0,001324	0,2304	0,716
	< 0,67	0,002470	diag.	1,395	0,001378	0,215948	0,000533	0,168	0,658
30 étages	≥ 0,67	0,006239	diag.	1,254	0,003130	0,210063	0,001311	0,2475	0,725
	< 0,67	0,001867	diag.	1,254	0,000936	0,214047	0,000400	0,14	0,668

Propriétés des linteaux pour tous les bâtiments situés à Montréal

Bâtiments	DC	I_g^b (m ⁴)	Disposit ion	k	I_e^b (1994) (m ⁴)	α_s ou α_x	I_e^b (2004) (m ⁴)	A_b (m ²)	Vérification DC
10 étages	≥ 0,67	0,008010	long.	1,880	0,003012	0,216802	0,001737	0,2275	0,694
	< 0,67	0,003646	long.	1,880	0,001371	0,266667	0,000972	0,175	0,607
20 étages	≥ 0,67	0,017150	diag.	1,395	0,009570	0,196972	0,003378	0,42	0,754
	< 0,67	0,008319	diag.	1,395	0,004642	0,210063	0,001747	0,33	0,664
30 étages	≥ 0,67	0,017410	diag.	1,254	0,008733	0,198341	0,003453	0,4453	0,741
	< 0,67	0,003467	diag.	1,254	0,001739	0,214047	0,000742	0,26	0,655

4.4 Propriétés des matériaux pour chacun des modèles

Les propriétés des matériaux utilisés pour le dimensionnement des MRC sont présentées dans le tableau VIII.

Tableau VIII

Propriétés mécaniques des matériaux

Modèle	Béton		Acier	
10 Étages	f_c	30 MPa	f_y	400 MPa
	E_c	24,6 GPa	E_s	200 GPa
20 & 30 Étages	f_c	30 MPa	f_y	400 MPa
	E_c	24,6 GPa	E_s	200 GPa

Les charges permanentes et surcharges utilisées pour chacun des modèles sont montrées dans les tableaux IX et X.

Tableau IX

Charges de gravité pour Vancouver

Étages	Niveau	Charges permanentes ((kN/m ²))		Charge de neige (kN/m ²)
		DC $\geq$ 0,67	DC < 0,67	
10	Étage	7,45	10,1	2,2
	Toit	5,66	7,67	
20	Étage	8,69	8,64	
	Toit	5,9	5,9	
30	Étage	9,14	9,28	
	Toit	5,9	5,9	

Tableau X

Charges de gravité pour Montréal

Étages	Niveau	Charges permanentes (kN/m ²)		Charge de neige (kN/m ²)
		DC ≥ 0,67	DC < 0,67	
10	Étage	5,42	5,41	2,32
	Toit	3,54	3,54	
20	Étage	6,174	6,29	
	Toit	3,54	3,54	
30	Étage	10,09	10,278	
	Toit	5,9	5,9	

Les refends supportent toutes les charges sismiques du bâtiment et les charges tributaires de gravité.

4.5 Logiciel utilisé et modélisation

Le logiciel utilisé pour les analyses statique et spectrale est SAFI. Ce logiciel a été développé en 1986 par la société informatique SAFI Inc. Le modèle structural utilisé est celui de la Figure 28.

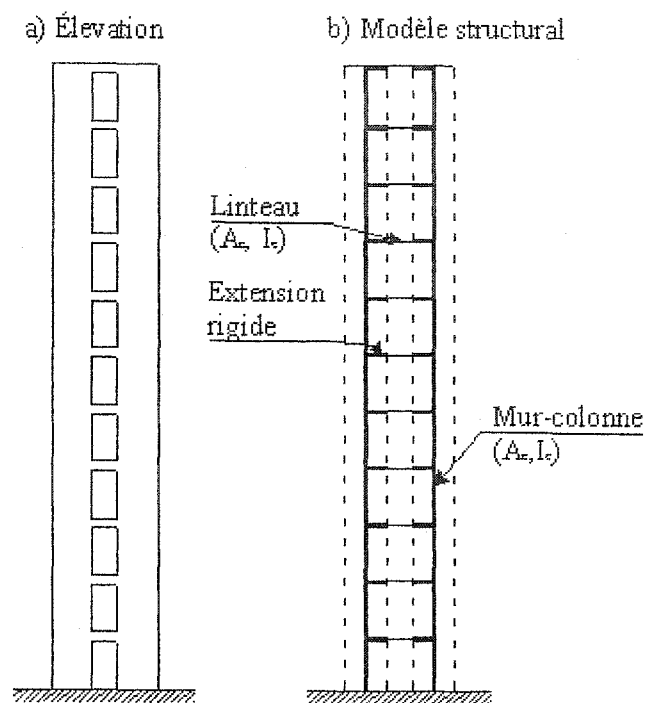


Figure 28 Modèle pour l'analyse des murs de refend couplés

CHAPITRE 5

RÉSULTATS DES ANALYSES STATIQUES

Ce chapitre présente les résultats des analyses statiques équivalentes du code national du bâtiment 95 et 2005. Il s'agira de comparer les deux versions du code et d'en dégager les implications des changements apportés au CNB95 sur l'ensemble des bâtiments à murs couplés à l'étude.

5.1 Analyse statique

Les étapes de l'analyse statique, notamment le calcul de la période naturelle de vibration, le calcul du cisaillement à la base, la répartition aux étages du cisaillement à la base, l'évaluation des efforts de cisaillement et des moments de flexion dans les linteaux seront détaillées dans les sections suivantes. Les déplacements globaux et inter-étages seront présentés également.

5.2 Période fondamentale

Comme mentionné au chapitre 2 traitant des modifications des codes en vigueur, la période est un paramètre important à retenir dans la vibration des structures. Ce paramètre est calculé pour l'ensemble des bâtiments à l'aide des formules (2.3) et (2.15) respectivement pour le CNB 95 et CNB 2005.

Les tableaux suivant montrent les périodes calculées pour Montréal et Vancouver selon les deux versions du CNB.

Tableau XI

Périodes fondamentales obtenues par le CNB95 et CNB2005 pour Montréal

	T (1995)	T (2005)	T (1995)	T (2005)	Comparaison des périodes	
Étages	DC $\geq 0,67$		DC $< 0,67$		DC $\geq 0,67$	DC $< 0,67$
10	1,1900	0,7195	1,1900	0,7195	-39,5%	-39,5%
20	1,9922	1,2100	1,8200	1,2100	-39,3%	-33,5%
30	2,6200	1,6401	2,5200	1,6401	-37,4%	-34,9%

Le signe – désigne une diminution

Tableau XII

Périodes fondamentales obtenues par le CNB95 et CNB2005 pour Vancouver

	T (1995)	T (2005)	T (1995)	T (2005)	Comparaison des périodes	
Étages	DC $\geq 0,67$		DC $< 0,67$		DC $\geq 0,67$	DC $< 0,67$
10	1,1100	0,7195	1,0500	0,7195	-35,2%	-31,5%
20	1,9922	1,2100	1,9900	1,2100	-39,3%	-39,2%
30	2,7200	1,6401	2,6200	1,6401	-39,7%	-37,0%

Le signe – désigne une diminution

En général la période T diminue de 31% à 39% selon la hauteur H , le degré de couplage et la ville. Malgré une réduction légèrement plus marquée pour le $DC \geq 0,67$ (38% vs 35% pour le $DC < 0,67$) on ne peut pas dégager de tendance générale.

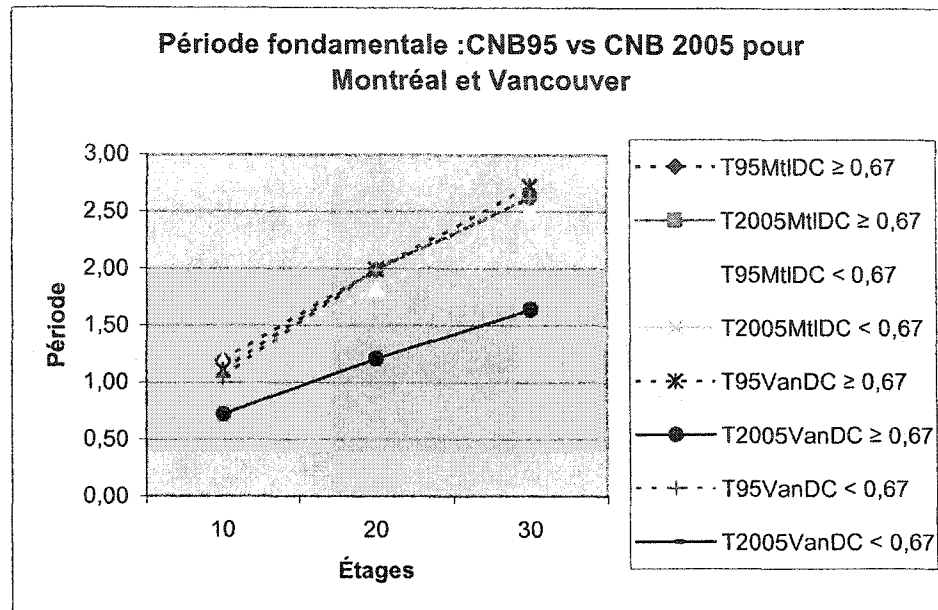


Figure 29 Période fondamentale du CNB95 et celle de 2005 pour tous les bâtiments

La figure 29 montre la variation de la période selon la hauteur. On note que l'augmentation relative de la période entre 10 et 30 étages est légèrement moins marquée, en d'autres termes la pente est plus faible pour 2005 que 1995. Étant donné que la période est fonction de la hauteur du bâtiment (h_n) et de la largeur totale du mur (D_s) dans le CNB 95, elle varie donc indirectement avec le degré de couplage dans la conception des MRC. Dans le cas du CNB 2005 la période est uniquement proportionnelle à la hauteur du bâtiment et ainsi ne varie pas avec le degré de couplage. Vu que pour tous les bâtiments la période fondamentale est supérieure à 0,5 s le facteur de réponse sismique se calcule pour le CNB95 par la formule :

$$S = \frac{1,5}{T^{1/2}} \quad (5.1)$$

5.3 Cisaillement à la base

Le cisaillement à la base des MRC est calculé à l'aide des équations (2.1) et (2.13). Un fichier Excel a été conçu pour calculer le cisaillement et les charges latérales, à appliquer sur la structure en question. On retrouve ce fichier à l'annexe 2. Pour les régions de Montréal et Vancouver, les résultats du cisaillement à la base pour les deux versions du code CNB95 et CNB2005 sont présentés dans les tableaux et graphes suivants.

Tableau XIII

Cisaillement à la base obtenus avec le CNB95 et CNB2005 pour Montréal

	V_{base}^{1995} (kN)	V_{base}^{2005} (kN)	V_{base}^{1995} (kN)	V_{base}^{2005} (kN)	V^{2005}/V^{95}	
	DC $\geq 0,67$		DC $< 0,67$		DC $\geq 0,67$	DC $< 0,67$
10	343,6	618,0	392,0	705,1	79,9%	79,9%
20	464,5	538,9	566,1	627,5	16,0%	10,8%
30	997,6	965,8	1181,6	1123,9	-3,2%	-4,9%

Le signe – désigne une diminution

Tableau XIV

Cisaillement à la base obtenus par le CNB95 et CNB2005 pour Vancouver

	V_{base}^{1995} (kN)	V_{base}^{2005} (kN)	V_{base}^{1995} (kN)	V_{base}^{2005} (kN)	V^{2005}/V^{95}	
	DC $\geq 0,67$		DC $< 0,67$		DC $\geq 0,67$	DC $< 0,67$
10	499,82	649,2	636,76	1124,3	29,89%	76,57%
20	1312,7	1855,248	1492,59	2109,48	41,33%	41,33%
30	1775,37	2276,74	2100,959	2640,9	28,24%	25,70%

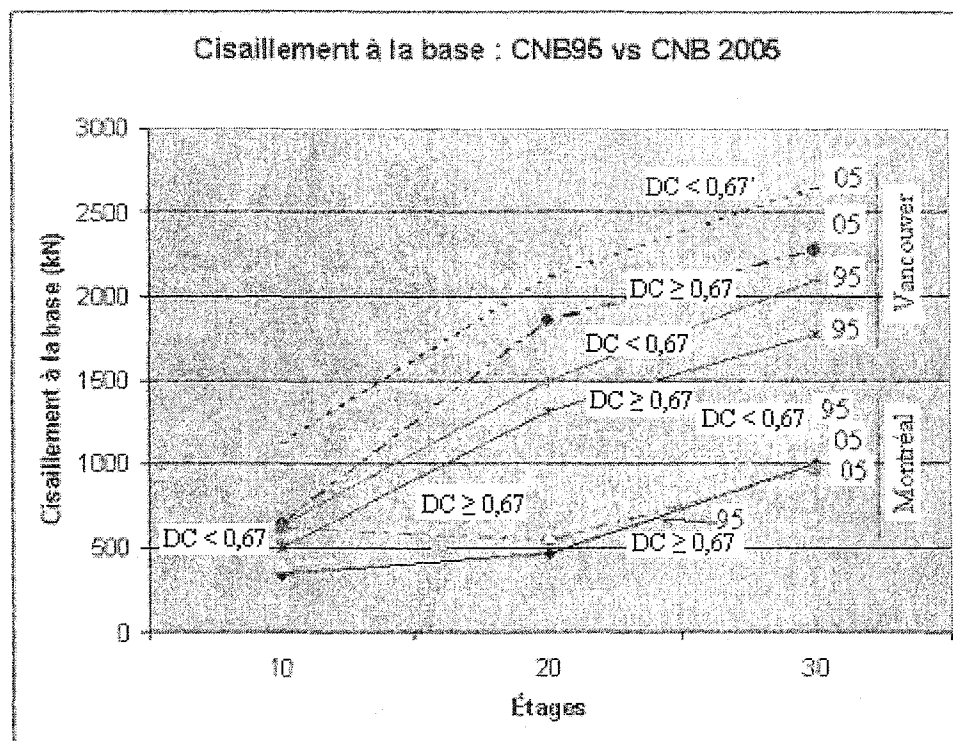


Figure 30 Cisaillement à la base du CNB95 et celui de 2005 pour tous les bâtiments

Il est à remarquer que pour Montréal le cisaillement à la base pour les bâtiments de faible hauteur (10 étages et moins) augmente de façon considérable (79%) quelque soit le degré de couplage, tandis qu'ils diminuent légèrement pour les grands édifices (-4%) même si on avait noté une diminution de la période de tous les bâtiments analysés. Pour Vancouver le cisaillement à la base augmente dans tous les cas. Par contre il y a une augmentation moyenne de 76% pour le bâtiment de 10 étages dont le degré de couplage est inférieur à 0,67. La figure 30 montre la variation du cisaillement à la base selon le nombre d'étages. On observe que pour Montréal le cisaillement à la base augmente moins rapidement avec la hauteur que pour Vancouver. Le degré de couplage n'a pas d'effet significatif sur l'augmentation du cisaillement. L'accélération spectrale est l'un des paramètres à avoir un impact considérable sur la variation du cisaillement. Pour les bâtiments de faible hauteur, de période plus faible, l'accélération spectrale est plus

affectée par la période. En effet, quand la période T varie entre 0,5 et une seconde l'accélération varie de 53 % tandis que, quand T varie de 1 à deux secondes l'accélération varie de moins de 45 % (voir annexe 4).

5.4 Répartition du cisaillement à la base

Tel qu'exigé par les deux versions du code CNB 95 et 2005, le cisaillement à la base doit être réparti à chacun des niveaux en concentrant au niveau supérieur une force F_i évaluée à l'aide de l'équation (2.7) qui représente l'influence des modes supérieurs sur la distribution du cisaillement. L'ensemble des bâtiments à l'étude étant symétriques, donc le centre de masse coïncide avec le centre de rigidité, seule la torsion accidentelle sera considérée. Cette dernière est calculée de la façon suivante :

$$MT_x = F_x (\pm 0,1 D_{nx}) \quad (5.2)$$

où D_{nx} est la dimension du bâtiment dans la direction perpendiculaire à celle des forces considérées. La répartition de la charge latérale quant à elle est effectuée suivant l'équation (2.8). Les résultats pour les bâtiments de 10 étages sont présentés dans le tableau XV. Les détails de calcul et les forces latérales à appliquer sur tous les édifices sont présentés à l'annexe 3.

Tableau XV

Charges totales à imposer pour le calcul statique incluant la torsion accidentelle

Niveau	Montréal				Vancouver			
	DC $\geq 0,67$		DC $< 0,67$		DC $\geq 0,67$		DC $< 0,67$	
	F_{xtotal}^{1995}	F_{xtotal}^{2005}	F_{xtotal}^{1995}	F_{xtotal}^{2005}	F_{xtotal}^{1995}	F_{xtotal}^{2005}	F_{xtotal}^{1995}	F_{xtotal}^{2005}
10	71,6	103,7	81,7	118,4	155,4	180,7	192,0	220,1
9	39,5	73,6	45,1	84,0	108,9	145,6	139,9	180,8
8	35,1	65,5	40,1	74,7	96,8	129,5	124,3	160,7
7	30,7	57,3	35,1	65,3	84,7	113,3	108,8	140,6
6	26,3	49,1	30,1	56,0	72,6	97,1	93,3	120,6
5	22,0	40,9	25,0	46,7	60,5	80,9	77,7	100,5
4	17,6	32,7	20,0	37,3	48,4	64,7	62,2	80,4
3	13,2	24,5	15,0	28,0	36,3	48,5	46,6	60,3
2	8,8	16,4	10,0	18,7	24,2	32,4	31,1	40,2
1	4,4	8,2	5,0	9,3	12,1	16,2	15,5	20,1
Base	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Bien que le calcul de la force au toit s'effectue de la même manière dans les deux versions du code, c'est-à-dire $F_t = \min(0,07TV_{base}; 0,25V_{base})$, et que la période diminuait de 37% en moyenne, le rapport F_t/V_{base} devrait diminuer d'autant, T étant toujours inférieur à 3 sec. Ceci indique qu'on considère une moins grande influence des modes supérieurs sur la distribution du cisaillement. Ceci pourra être validé lors de l'analyse modale. Les tableaux XVI et XVII donnent le rapport entre la force au toit totale (F_t) et le cisaillement à la base (V_b) pour l'ensemble des bâtiments analysés.

Tableau XVI

Rapport de F_t/V pour les bâtiments situés à Montréal

Montréal		DC $\geq 0,67$			DC $< 0,67$		
F_t/V	Étages	1995	2005	1995/2005	1995	2005	1995/2005
	10	0,21	0,15	1,42	0,21	0,17	1,24
	20	0,28	0,21	1,35	0,24	0,23	1,04
	30	0,32	0,22	1,46	0,33	0,21	1,57

Tableau XVII

Rapport de F/V pour les bâtiments situés à Vancouver

Vancouver		DC $\geq 0,67$			DC $< 0,67$		
	Étages	1995	2005	1995/2005	1995	2005	1995/2005
F/V	10	0,31	0,28	1,12	0,30	0,20	1,54
	20	0,29	0,22	1,34	0,29	0,22	1,34
	30	0,34	0,23	1,49	0,33	0,23	1,45

On note que ce rapport diminue, pour tous les bâtiments, en raison de la diminution de la période et également de l'augmentation du cisaillement à la base.

5.5 Calcul des efforts internes

Les charges latérales calculées à la section précédente sont appliquées aux différents bâtiments à l'étude afin de déterminer les efforts internes et les déplacements. Les informations suivantes ont été extraites pour chaque analyse statique :

- (i) les déplacements globaux maximum;
- (ii) les déplacements maximum inter-étages;
- (iii) les moments fléchissant maximum à la base du mur;
- (iv) les moments fléchissant maximum aux extrémités des linteaux;
- (v) les efforts de cisaillement maximum dans les linteaux.

5.5.1 Vérification des déplacements inter-étages

Les déformations latérales, obtenues à tous les niveaux par les analyses statiques, ont permis de déterminer les déplacements inter-étages maximaux. Dans le cas du CNB 95, il s'agit de multiplier les déplacements inter-étages obtenus de l'analyse statique par le coefficient de modification des charges $R = 4$ pour un DC $\geq 0,67$ et $R = 3,5$ pour un DC

$< 0,67$. Pour le CNB 2005 on doit multiplier les déplacements par $R_d R_0 = 6,8$ pour un $DC \geq 0,67$ et $R_d R_0 = 5,95$ pour un $DC < 0,67$.

Les déplacements inter-étages prescrits ne doivent pas excéder 2% de la hauteur de l'étage (soit 70mm étant donné que pour tous les bâtiments la hauteur inter-étage est de 3,50m) pour le CNB95 et 2,5% de la hauteur de l'étage (soit 87,5mm étant donné que pour tous les bâtiments la hauteur inter-étage est de 3,50m) pour le CNB 2005. Les résultats sont présentés dans les tableaux XVIII et XIX.

Tableau XVIII

Déplacement maximal inter-étages pour Montréal et Vancouver pour un $DC \geq 0,67$

		DC $\geq 0,67$			
CNB95	70 mm max	1995		2005	
CNB 2005	87,5 mm max	$\delta_{\text{inter-étage}}$ (mm)	$R * \delta_{\text{inter-étage}}$ (mm)	$\delta_{\text{inter-étage}}$ (mm)	$R_d * R_0 \delta_{\text{inter-étage}}$ (mm)
Montréal	10	2,2	8,8	10,8	73,6
	20	0,6	2,5	14,4	97,9
	30	6,0	24,1	12,3	83,3
Vancouver	10	2,5	10,2	11,6	78,7
	20	12,5	49,9	47,7	324,1
	30	20,7	82,9	55,3	375,9

Tableau XIX

Déplacement maximal inter-étages pour Montréal et Vancouver pour un $DC < 0,67$

		DC < 0,67			
CNB 95 70mm max	CNB 2005 87,5mm max	1995		2005	
		$\delta_{\text{inter-étage}}(\text{mm})$	$R * \delta_{\text{inter-étage}}(\text{mm})$	$\delta_{\text{inter-étage}}(\text{mm})$	$R_d * R_0 \delta_{\text{inter-étage}}(\text{mm})$
Montréal	10	3,6	12,5	14,3	84,9
	20	3,8	12,8	10,9	64,8
	30	7,7	26,8	14,5	86,0
Vancouver	10	5,3	18,5	14,9	88,7
	20	18,1	63,4	66,3	394,2
	30	25,4	89,0	47,8	284,4

Il est à noter que pour le CNB 95 seuls deux des bâtiments sur douze dépassent la limite permise tandis que pour le CNB2005, six sur douze dépassent la limite prescrite par le code. En effet, pour Montréal, les déplacements restent dans la limite qu'exige le CNB 2005 sauf pour les bâtiments de 20 étages où le $DC \geq 0,67$ tandis que pour Vancouver tous les bâtiments ont un niveau de déplacement plus élevé que celui exigé par le code sauf pour les bâtiments de 10 étages ou moins où le $DC < 0,67$. Ceci est dû à la diminution de l'inertie effective dans le code de béton 2004 rendant le bâtiment plus flexible, ce qui attire moins d'effort mais engendre des déplacements plus importants.

5.5.2 Cisaillement et moment dans les linteaux

Les efforts de cisaillement et les moments dans les linteaux sont déterminés à partir des charges latérales appliquées sur la structure et des charges gravitaires (1E+1D). Les résultats sont présentés dans les tableaux XX et XXI.

Tableau XX

Cisaillement et moment maximum dans les linteaux pour un $DC \geq 0,67$

	Étages	V_{max}^L (kN)				M_{max}^L (kN.m)			
		1995	Étages	2005	Étages	1995	Étages	2005	Étages
Montréal	10	186,04	3	309,91	3	164,2	3	288	3
	20	343,91	5	368,1	5	323,2	5	347,43	5
	30	646,25	7	542,53	8	612,54	7	508,84	8
Vancouver	10	459,69	2	574,51	2	433,55	2	547,78	2
	20	905,2	6	1178,67	6	876,14	6	1149,63	6
	30	1144,81	9	1244,91	9	1114,29	9	1214,41	9

Tableau XXI

Cisaillement et moment maximum dans les linteaux pour un $DC < 0,67$

	Étages	V_{max}^L (kN)				M_{max}^L (kN.m)			
		1995	Étages	2005	Étages	1995	Étages	2005	Étages
Montréal	10	180,78	4	322,04	4	161,85	4	300,26	4
	20	326,69	6	330,79	6	305,66	6	309,78	6
	30	592,06	12	471,3	12	557,78	12	437,03	12
Vancouver	10	338,73	5	469,27	4	311,74	5	442,23	4
	20	898,19	7	1152,8	8	869,33	7	1123,96	8
	30	1046,77	12	1078,7	12	1015,82	12	1047,75	12

Il y a une tendance à l'augmentation des efforts maximum pour l'ensemble des bâtiments quel que soit leur degré de couplage exception faite pour les bâtiments de 30 étages situés à Montréal. En effet, pour Montréal, le cisaillement maximum dans les linteaux a augmenté en moyenne de 75 % pour les édifices de 10 étages, est resté plus ou moins stable pour ceux de 20 étages et a diminué de 22% pour ceux de 30 étages. On observe pour Vancouver une augmentation de 30% pour les bâtiments de 10 étages, de 10% pour ceux de 20 étages et de 5% pour ceux de 30 étages. Il est à remarquer que pour les grands bâtiments qui se situent à Montréal et pour tous les édifices situés à Vancouver, le cisaillement du CNB 95 varie faiblement par rapport à celui du CNB

2005, sauf pour les bâtiments de 10 étages situés à Montréal pour lesquels l'augmentation du cisaillement à la base engendre des augmentations d'efforts significatives. Les figures 31 et 32 illustrent les déformations internes au niveau du linteau le plus sollicité pour un bâtiment de 10 étages entièrement couplé ($DC \geq 0,67$) situé à Montréal.

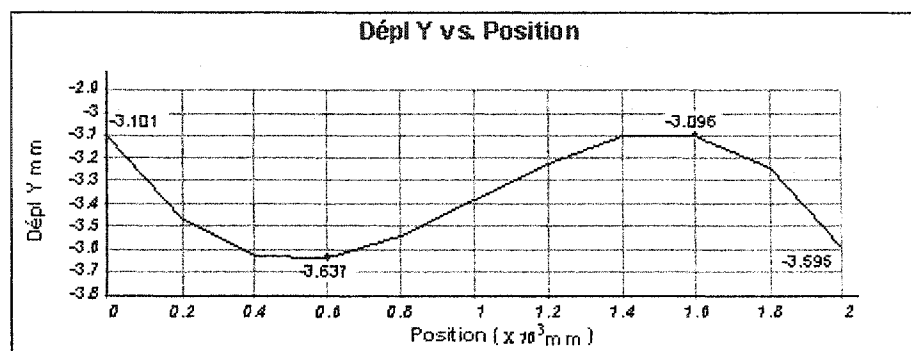


Figure 31 Déformation interne du linteau le plus sollicité pour le CNB2005 (3^{ème} étage)

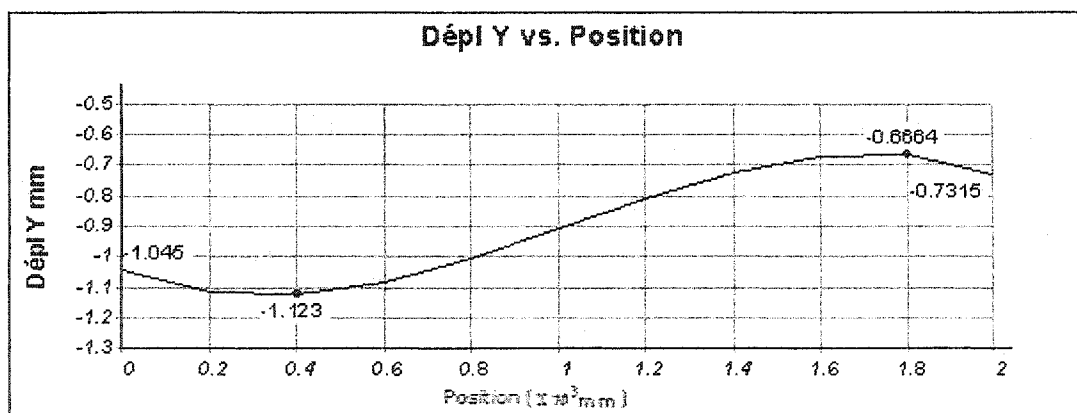


Figure 32 Déformation interne du linteau le plus sollicité pour le CNB1995 (3^{ème} étage)

On observe que la déformation interne obtenue à l'aide de l'analyse statique du CNB 2005 est plus importante que celle du CNB 95. La figure 31 montre clairement l'effet de la diminution de l'inertie effective.

5.6 Analyse des résultats

De façon générale, le code national du bâtiment 2005 donne des valeurs de conception plus élevées que celles du CNB95 pour les bâtiments de 10 étages situés à Montréal mais affecte moins ceux de 20 et 30 étages. Pour Vancouver seul les bâtiments de 10 étages avec un $DC \geq 0,67$ ont des valeurs de conception rapprochant celles de 95. En résumé, la période de vibration diminue entraînant une augmentation de l'accélération spectrale et par conséquent le cisaillement à la base augmente et la force au toit diminue.

Au niveau des déplacements inter-étages 40 % des bâtiments qui était dans la limite prescrit par le CNB95 dépasse la limite recommandée par le CNB 2005. Ceci est dû probablement à la diminution de l'inertie effective et à l'augmentation du cisaillement à la base.

Les résultats du cisaillement et du moment dans les linteaux du CNB 2005 pour les bâtiments de 20 étages à Montréal et de 20 et 30 étages à Vancouver concordent avec ceux du CNB95 tandis que ceux de 10 et 30 étages à Montréal et de 10 étages à Vancouver augmentent respectivement de 75%, 22% et 30%. L'écart du cisaillement et du moment dans les linteaux entre le CNB2005 et le CNB95 est considérable (42%) pour les bâtiments de 10 étages situés à Montréal. Le moment dans les murs a augmenté (voir annexe 2) dans l'ensemble des bâtiments mais les résultats les plus marquants sont ceux trouvés pour les bâtiments de 10 étages à Montréal (60%) et ceux de 20 étages à Vancouver (62%).

CHAPITRE 6

RÉSULTATS DES ANALYSES MODALES

Ce chapitre expose les résultats des analyses modales effectuées sur l'ensemble des bâtiments. L'objectif de ces analyses est de faire ressortir d'abord l'influence des modes supérieurs sur le comportement en cisaillement des murs ductiles couplés et ensuite comparer les efforts globaux spectraux, tels les cisaillements à la base, les déplacements et autres, aux efforts de l'analyse statique.

6.1 Analyses modales

L'analyse modale permet de déterminer les facteurs de participation devant définir le nombre de modes de vibration à utiliser pour l'analyse spectrale et les périodes correspondantes. De plus, les périodes ainsi calculées vont servir au calcul des coefficients α et β nécessaire à la construction de la matrice d'amortissement pour les analyses dynamiques.

En effet, en dynamique des structures, un bâtiment peut être représenté par un système masse-ressort-amortisseur. Ce système fait intervenir les forces d'inertie, de rigidité et d'amortissement qui sont en équilibre soit :

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (6.1)$$

où $p(t)$ représente les charges extérieures. La figure suivante illustre les forces qui entre dans l'équilibre dynamique.

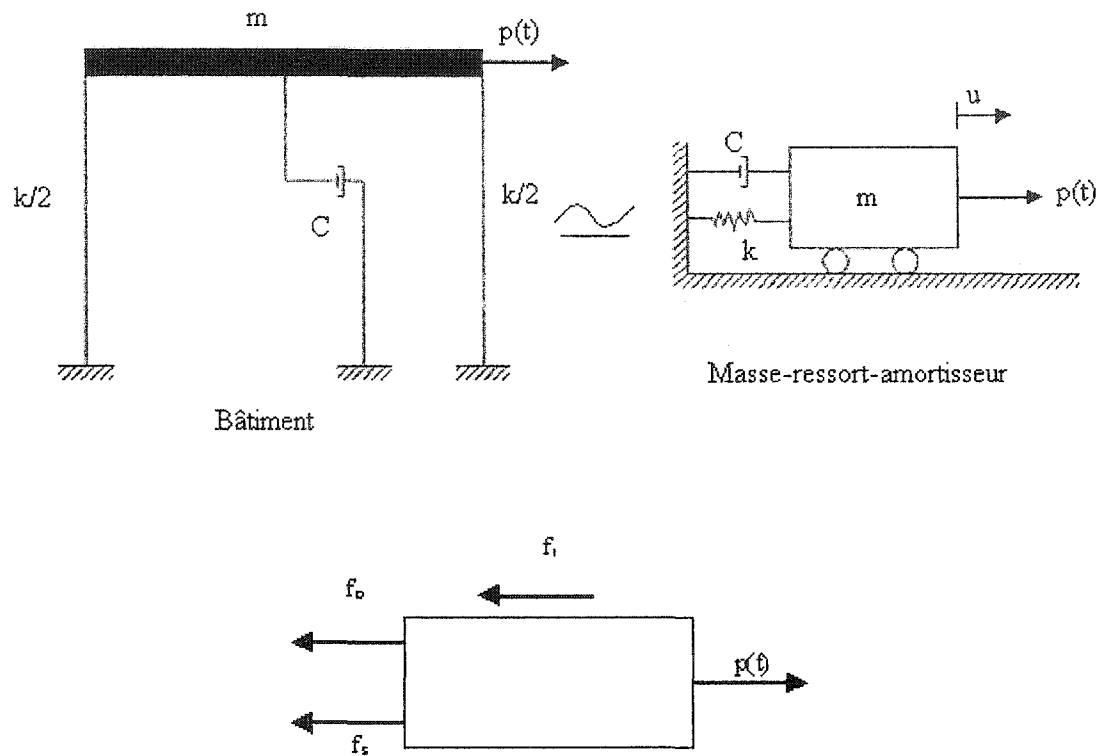


Figure 33 Équilibre dynamique pour un système à un degré de liberté (adaptée de Chopra, 2001)

Les forces d'inertie sont proportionnelles à l'accélération, les forces d'amortissement à la vitesse et les forces élastiques à la rigidité, d'où l'équation de mouvement :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (6.2)$$

Pour un système non amorti ($c = 0$) en vibration libre ($p(t) = 0$) à plusieurs degrés de liberté l'équation devient :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (6.3)$$

où $[M]$ et $[K]$ représentent respectivement la matrice de masse et de rigidité.

En découplant le vecteur déplacement entre ses composantes en x et en t :

$$\{u(x, t)\} = [\phi(x)]\{y(t)\}$$

on obtient :

$$[M]^* \{\ddot{y}\} + [K]^* \{y\} = \{0\} \quad (6.4)$$

avec

$$[M]^* = [\phi]^T [M] [\phi] \text{ et } [K]^* = [\phi]^T [K] [\phi] \quad (6.5)$$

$[\phi]$ représente les vecteurs propres ou modes propres de vibrations. Ils sont une propriété de la masse et de la rigidité de la structure, ils sont indépendants de la charge.

La période de vibration pour un système à plusieurs degrés de liberté est donc :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (6.6)$$

Le facteur de participation modal est une indication de la contribution d'un mode à la réponse globale de la structure. La formulation du facteur de participation est donc :

$$\gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{r\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (6.7)$$

où $\{r\}$ représente le vecteur position.

6.1.1 Périodes naturelles

Les analyses modales sont exécutées à l'aide de SAFI, logiciel d'analyse et de conception structurale pour les bâtiments comme mentionné au chapitre 4.

Les modes de vibration sont une propriété de la masse et de la rigidité de la structure, ils sont indépendants de la charge. Donc à l'aide de la matrice de masse $[M]$ et la matrice de rigidité $[K]$, SAFI solutionne par itération, la fréquence angulaire w_n de chacun des modes propres de la structure et détermine ainsi la période correspondante. En supposant un mouvement harmonique simple dans l'équation (6.3) on a :

$$\det \parallel [M] + w^2[K] \parallel = 0 \quad (6.8)$$

Le déterminant est un polynôme de degré n en w^2 . Les n racines positives et réelles de cette équation représente les fréquences naturelles de vibration. La période correspondant à chaque fréquence est :

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n} \quad (6.9)$$

Les vecteurs propres représentent la déformée de la structure vibrant à la fréquence w_n . Les résultats des cinq premiers modes pour Montréal sont présentés dans les tableaux suivants et ceux de Vancouver à l'annexe de ce travail.

Tableau XXII

Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 10 étages situés à Montréal

Montréal

Bâtiment de 10 étages					
DC $\geq 0,67$	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	4,255	0,677	1,477
	2	x	16,458	2,619	0,382
	3	x	36,385	5,791	0,173
	4	y	40,659	6,471	0,155
	5	x	59,803	9,518	0,105
	T^{code}				1,19
	CNB2005				
	1	x	2,554	0,407	2,46
	2	x	10,63	1,692	0,591
	3	y	20,936	3,332	0,3
	4	x	23,886	3,802	0,263
	5	x	38,745	6,167	0,162
	T^{code}				0,72
DC < 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	3,596	0,572	1,747
	2	x	14,016	2,231	0,448
	3	x	32,02	5,096	0,196
	4	y	40,691	6,476	0,154
	5	y	52,563	8,366	0,12
	T^{code}				1,19
	CNB2005				
	1	x	2,942	0,468	2,136
	2	x	10,494	1,67	0,599
	3	x	22,211	3,535	0,283
	4	x	37,84	6,022	0,166
	5	y	40,691	6,476	0,154
	T^{code}				0,72

Tableau XXIII

Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 20 étages
situés à Montréal

Bâtiment de 20 étages					
DC $\geq 0,67$	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	2,764	0,44	2,273
	2	x	13,81	2,198	0,455
	3	y	28,804	4,584	0,218
	4	x	32,388	5,155	0,194
	5	x	54,548	8,682	0,115
	T_{code}				1,99
	CNB2005				
	1	x	1,65	0,263	3,809
	2	x	8,448	1,345	0,744
DC $< 0,67$	3	y	16,611	2,644	0,378
	4	x	20,2	3,215	0,311
	5	x	34,649	5,515	0,181
	T_{code}				1,21
	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	3,277	0,522	1,917
	2	x	15,017	2,39	0,418
	3	y	30,632	4,875	0,205
	4	x	34,998	5,57	0,18
	5	x	59,48	9,467	0,106
	T_{code}				1,82
	CNB2005				
	1	x	1,985	0,316	3,165
	2	x	9,481	1,509	0,663
	3	y	17,656	2,81	0,356
	4	x	22,637	3,603	0,278
	5	x	38,977	6,203	0,161
	T_{code}				1,21

Tableau XXIV

Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 30 étages
situés à Montréal

Bâtiment de 30 étages					
DC $\geq$ 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	1,94	0,309	3,238
	2	x	9,358	1,489	0,671
	3	x	21,602	3,438	0,291
	4	y	24,813	3,949	0,253
	5	x	36,107	5,747	0,174
	T^{code}				2,62
	CNB2005				
	1	x	1,258	0,2	4,993
	2	x	6,189	0,985	1,015
	3	x	14,556	2,317	0,432
	4	y	15,643	2,49	0,402
	5	x	24,816	3,95	0,253
	T^{code}				1,64
DC < 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	1,781	0,283	3,529
	2	x	7,434	1,183	0,845
	3	x	17,277	2,75	0,364
	4	y	25,688	4,088	0,245
	5	x	30,577	4,866	0,205
	T^{code}				2,52
	CNB2005				
	1	x	1,189	0,189	5,286
	2	x	5,188	0,826	1,211
	3	x	12,412	1,975	0,506
	4	y	16,194	2,577	0,388
	5	x	22,304	3,55	0,282
	T^{code}				1,64

Il est à noter que la période de vibration de l'analyse modale augmente de plus de 50% dans la majorité des bâtiments entre 95 et 2005. Cela s'explique avec la diminution de l'inertie dans le code de béton A23.3-04 rendant les bâtiments moins rigides. Par ailleurs, si on compare la période évaluée par la méthode empirique (en gras dans les tableaux XII, XIII et XIV) et celle évaluée par l'analyse modale on constate que l'écart entre le T^{2005} et $T^{analyse}$ a augmenté de 60 à 95 % par rapport à l'écart entre le T^{95} et $T^{analyse}$. Cette augmentation entre la période de l'analyse statique et celle calculée soulève une interrogation sur la représentativité du calcul de la période du CNB 2005.

En comparant les résultats d'analyse statique du CNB 2005 et l'analyse modale 2005 pour la période, on constate dans les tableaux XXII, XXIII et XXIV que ceux de l'analyse modale sont supérieurs par plus de 50%. Ainsi l'alternative d'ajuster l'inertie effective ou de reformuler le calcul de la période serait nécessaire pour ramener cet écart à la limite recommandée par le CNB 2005 comme mentionné dans le chapitre 2 dans la section "force sismique".

6.1.2 Facteur M_v

Le facteur M_v est un facteur très important dans le code national 2005 car il prend en considération les modes supérieurs de vibration. Le calcul de ce facteur, selon l'équation (2.16) pour tous les immeubles situés à Montréal, sont présentés dans les trois tableaux suivants et ceux de Vancouver dans l'annexe 6.

Pour les bâtiments de 10 et 20 étages le facteur M_v varie de 1,4 à 1,5, dans l'analyse modale de 2005, tandis que pour ceux de 30 étages il est sensiblement égal à l'unité ce qui se rapprochent des valeurs proposées par le code 2005. Par contre, dans l'analyse statique équivalente du CNB 2005 le code recommande des valeurs qui augmentent avec la hauteur ce qui ne correspond pas aux résultats obtenus (valeurs en gras retrouvées dans les tableaux XXV, XXVI et XXVII).

Pour les bâtiments de 10 étages le facteur M_v , s'éloigne de la valeur préalablement prise dans le tableau 4.1.8.11 de l'ébauche du CNB 2005 (1,35 et 1,56 vs 1,0), tandis que les bâtiments de 20 et 30 étages, s'en rapprochent. En comparant M_v^{95} et M_v^{2005} , on observe pour tous les bâtiments de 10 étages que le facteur M_v augmente, tandis qu'il diminue pour ceux de 20 et 30 étages. Cela s'explique en partie par l'influence qu'exercent le nombre d'étages sur ce paramètre et la diminution de la rigidité effective des linteaux imposée par le code A23.3-04.

En résumé, contrairement à ce qu'on anticipait dans le chapitre 2 le degré de couplage n'a pas d'influence sur le paramètre M_v , cependant l'inertie des linteaux et le nombre d'étages sont les principaux facteurs à avoir un impact considérable sur M_v .

Tableau XXV

Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 10 étages situé à Montréal

10 Étages	DC ≥ 0,67	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement				
			T_i	W_i	$Sa(T_i)$	$Sa(T_i)W_i$	$[Sa(T_i)W_i]^2$	SRSS	$Sa(T_1)W$	M_v
		1	1,48	0,703w	0,096	0,068w	0,0046w ²	0,1108w	0,0961w	1,15
		2	0,38	0,165w	0,477	0,079w	0,0062w ²			
		3	0,17	0,051w	0,690	0,035w	0,0013w ²			
		4	0,15	0,000w	0,690	0,000w	0,0000w ²			
		5	0,11	0,022w	0,690	0,015w	0,0002w ²			
		CNB2005								
		1	2,46	0,683w	0,048	0,033w	0,0011w ²	0,0746w	0,0480w	1,56 (1,00)
		2	0,59	0,186w	0,304	0,056w	0,0032w ²			
		3	0,30	0,000w	0,572	0,000w	0,0000w ²			
	4	0,26	0,052w	0,615	0,032w	0,0010w ²				
	5	0,16	0,024w	0,690	0,017w	0,0003w ²				
	DC < 0,67	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement	$[Sa(T_i)W_i]^2$	SRSS	$Sa(T_1)W$	M_v
		1	1,75	0,706w	0,071	0,050w	0,0025w ²	0,0883w	0,0713w	1,24
		2	0,45	0,153w	0,400	0,061w	0,0038w ²			
		3	0,20	0,056w	0,690	0,038w	0,0015w ²			
		4	0,15	0,000w	0,690	0,000w	0,0000w ²			
5		0,12	0,008w	0,690	0,006w	0,0000w ²				
CNB2005										
1		2,14	0,733w	0,048	0,035w	0,0012w ²	0,0649w	0,0480w	1,35 (1,00)	
2		0,60	0,136w	0,301	0,041w	0,0017w ²				
3		0,28	0,051w	0,592	0,030w	0,0009w ²				
4		0,17	0,029w	0,690	0,020w	0,0004w ²				
5		0,15	0,000w	0,690	0,000w	0,0000w ²				

Tableau XXVI

Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 20 étages situé à Montréal

20 étages	DC $\geq 0,67$	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement				
			T_i	W_i	$S_a(T_i)$	$S_a(T_i)W_i$	$[S_a(T_i)W_i]^2$	SRSS	$S_a(T_1)W$	M_v
		1	2,27	0,642w	0,048	0,031w	0,0009w ²	0,0965w	0,0480w	2,01
		2	0,45	0,200w	0,398	0,080w	0,0063w ²			
		3	0,22	0,000w	0,665	0,000w	0,0000w ²			
		4	0,19	0,059w	0,690	0,041w	0,0016w ²			
		5	0,12	0,029w	0,690	0,020w	0,0004w ²			
		CNB2005								
		1	3,81	0,640w	0,048	0,031w	0,0009w ²	0,0697w	0,0480w	1,45 (1,04)
		2	0,74	0,200w	0,244	0,049w	0,0024w ²			
		3	0,38	0,000w	0,479	0,000w	0,0000w ²			
		4	0,31	0,060w	0,560	0,033w	0,0011w ²			
		5	0,18	0,030w	0,690	0,020w	0,0004w ²			
		DC $< 0,67$	CNB95							
	Mode		Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement	$[S_a(T_i)W_i]^2$	SRSS	$S_a(T_1)W$	M_v
	1		1,92	0,653w	0,055	0,036w	0,0013w ²	0,0994w	0,0554w	1,80
	2		0,42	0,190w	0,433	0,082w	0,0068w ²			
	3		0,21	0,000w	0,676	0,000w	0,0000w ²			
	4		0,18	0,055w	0,690	0,038w	0,0014w ²			
5	0,11		0,028w	0,690	0,020w	0,0004w ²				
CNB2005										
1	3,16		0,647w	0,048	0,031w	0,0010w ²	0,0726w	0,0480w	1,51 (1,04)	
2	0,66		0,192w	0,276	0,053w	0,0028w ²				
3	0,36		0,000w	0,502	0,000w	0,0000w ²				
4	0,28		0,057w	0,595	0,034w	0,0011w ²				
5	0,16		0,028w	0,690	0,019w	0,0004w ²				

Tableau XXVII

Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 30 étages situé à Montréal

30 étages	DC ≥ 0,67	CNB95										
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement						
			Ti	Wi	Sa(Ti)	Sa(Ti)Wi	[Sa(Ti)Wi] ²	SRSS	Sa(Ti)W	Mv		
		1	3,24	0,643w	0,048	0,031w	0,0010w ²	0,0726w	0,0480w	1,51		
		2	0,67	0,197w	0,272	0,054w	0,0029w ²					
		3	0,29	0,056w	0,584	0,033w	0,0011w ²					
		4	0,25	0,000w	0,630	0,000w	0,0000w ²					
		5	0,17	0,028w	0,690	0,019w	0,0004w ²					
		CNB2005										
		1	4,99	0,641w	0,048	0,031w	0,0009w ²	0,0508w	0,0480w	1,06		
		2	1,02	0,195w	0,138	0,027w	0,0007w ²					
		3	0,43	0,057w	0,421	0,024w	0,0006w ²					
		4	0,40	0,000w	0,456	0,000w	0,0000w ²					
		5	0,25	0,029w	0,630	0,018w	0,0003w ²					
											(1,13)	
	DC < 0,67	CNB95										
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement	[Sa(Ti)Wi] ²	SRSS	Sa(Ti)W	Mv		
		1	3,53	0,668w	0,048	0,032w	0,0010w ²	0,0571w	0,0480w	1,19		
		2	0,85	0,165w	0,200	0,033w	0,0011w ²					
		3	0,36	0,054w	0,502	0,027w	0,0007w ²					
4		0,24	0,000w	0,642	0,000w	0,0000w ²						
5		0,21	0,030w	0,676	0,020w	0,0004w ²						
CNB2005												
1		5,29	0,660w	0,048	0,032w	0,0010w ²	0,0457w	0,0480w	0,95			
2		1,21	0,169w	0,121	0,020w	0,0004w ²						
3		0,51	0,056w	0,336	0,019w	0,0004w ²						
4		0,39	0,000w	0,468	0,000w	0,0000w ²						
5		0,28	0,030w	0,595	0,018w	0,0003w ²						
										(1,13)		

6.1.3 Facteur de participation des modes

Les facteurs de participation permettent de vérifier la pertinence de la réponse modale des bâtiments. Le CNB exige que 90% de la masse participante de la structure soit comprise dans le calcul de la réponse pour chaque direction horizontale principale.

On constate que la plus grande partie de la réponse provient des premiers modes. Ainsi donc les modes supérieurs ont des facteurs de participation réduits c'est ce qu'illustre la figure suivante.

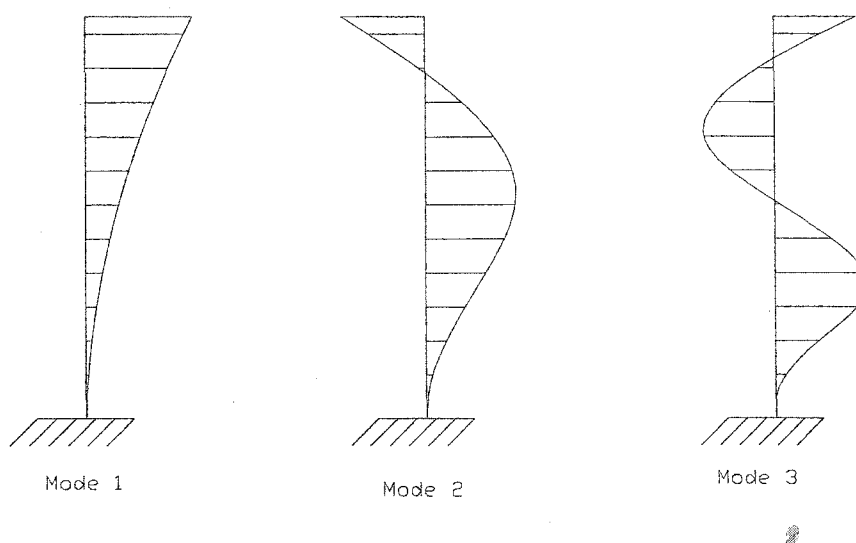


Figure 34 Modes de vibrations typiques

En effet contrairement au premier mode de la figure 34 les deux autres ont des parties positives et négatives qui s'annulent ce qui contribue à diminuer la réponse localement. Les facteurs de participation ou les masses modales effectives des 5 premiers modes pour toutes les structures sont présentés dans les tableaux XXVIII et XXIX.

Tableau XXVIII

Facteur de participation des cinq premiers modes pour tous les bâtiments à Montréal

		10 étages		20 étages		30 étages	
Bâtiment		A23.3-94					
DC ≥ 0,67	Mode	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul
	1	70,290	70,290	64,236	64,236	64,334	64,334
	2	16,506	86,796	20,086	84,322	19,699	84,033
	3	5,145	91,941	0,000	84,322	5,584	89,617
	4	0,000	91,941	5,874	90,196	0,000	89,617
	5	2,227	94,168	2,879	93,076	2,770	92,388
	A23.3-04						
	1	68,253	68,253	63,953	63,953	64,094	64,094
	2	18,607	86,860	19,962	83,915	19,539	83,633
	3	0,000	86,860	0,000	83,915	5,667	89,300
	4	5,232	92,092	5,976	89,891	0,000	89,300
	5	2,395	94,487	2,963	92,854	2,860	92,160
DC < 0,67	A23.3-94						
	Mode	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul
	1	70,624	70,624	65,276	65,276	66,812	66,812
	2	15,333	85,957	19,015	84,291	16,527	83,339
	3	5,572	91,529	0,000	84,291	5,390	88,729
	4	0,000	91,529	5,465	89,756	0,000	88,729
	5	0,826	92,355	2,836	92,593	2,992	91,720
	A23.3-04						
	1	73,324	73,324	64,696	64,696	66,022	66,022
	2	13,622	86,946	19,170	83,866	16,948	82,970
	3	5,064	92,010	0,000	83,866	5,595	88,565
	4	2,900	94,910	5,659	89,525	0,000	88,565
5	0,000	94,910	2,825	92,350	3,017	91,582	

Il faut noter que pour Montréal le DC n'as pas vraiment d'influence sur le facteur de participation, tandis que le nombre d'étages influe grandement cette dernière. Cette observation ne s'applique pas pour Vancouver.

Tableau XXIX

Facteur de participation des cinq premiers modes pour tous les bâtiments à Vancouver

		10 étages		20 étages		30 étages	
Bâtiment		A23.3-94					
DC ≥ 0,67	Mode	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul
	1	65,657	65,657	66,573	66,573	65,362	65,362
	2	21,199	86,856	18,339	84,912	18,813	84,175
	3	0,000	86,856	5,159	90,071	5,262	89,437
	4	5,998	92,855	0,000	90,071	0,000	89,437
	5	2,821	95,675	2,791	92,862	2,765	92,202
	A23.3-04						
	1	64,601	64,601	65,899	65,899	64,900	64,900
	2	21,177	85,779	18,570	84,469	18,827	83,727
	3	0,000	85,779	5,357	89,826	5,431	89,158
	4	6,564	92,343	0,000	89,826	0,000	89,158
	5	0,000	92,343	2,879	92,706	2,867	92,025
DC < 0,67	A23.3-94						
	Mode	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul	% Masse X	% Masse X Cumul
	1	69,451	69,451	67,952	67,952	67,026	67,026
	2	15,868	85,320	16,245	84,197	16,224	83,250
	3	0,000	85,320	5,326	89,524	5,433	88,683
	4	5,791	91,110	0,000	89,524	0,000	88,683
	5	0,298	91,408	2,969	92,493	3,022	91,706
	A23.3-04						
	1	68,715	68,715	67,053	67,053	66,205	66,205
	2	17,036	85,751	16,819	83,873	16,691	82,896
	3	0,000	85,751	5,506	89,378	5,636	88,533
	4	5,220	90,971	0,000	89,378	0,000	88,533
5	0,748	91,719	2,961	92,340	3,070	91,603	

En effet la configuration des murs couplés dans les bâtiments de 10 étages dans les deux villes et les fréquences (w_n) sont différentes. Plus le nombre d'étages est élevé, moins la contribution du premier mode, et par conséquent plus les modes supérieurs contribuent à la réponse de la structure tel qu'observé avec M_v obtenu par l'analyse modale.

6.1.4 Coefficients dynamiques d'amortissement

Le calcul de la matrice d'amortissement est nécessaire pour l'analyse dynamique non-linéaire. L'amortissement de Rayleigh qui est un cas spécial de la série de Caughey donne un bon contrôle de l'amortissement sur la plage de fréquence. Cette matrice d'amortissement est proportionnelle à la matrice de masse et à la matrice de rigidité.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.10)$$

α et β sont les coefficients dynamiques d'amortissement. La procédure de calcul de ces coefficients est la suivante :

- on spécifie les fractions d'amortissement critique ξ dans deux modes de vibrations distincts i et j ;
- on connaît w_i et w_j , fréquences angulaires circulaire de vibration, à partir du problème de valeurs propres du système non amorti;
- résoudre simultanément pour α et β le système :

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2w_i w_j}{w_j^2 - w_i^2} \begin{Bmatrix} w_j & w_i \\ -\frac{1}{w_j} & \frac{1}{w_i} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (6.11)$$

De ce système on peut déduire les valeurs de :

$$\alpha = \frac{2w_i w_j}{w_j^2 - w_i^2} (\xi_i w_j - \xi_j w_i) \quad (6.12)$$

et

$$\beta = 2 \left(\frac{\xi_i w_i - \xi_j w_j}{w_i^2 - w_j^2} \right) \quad (6.13)$$

ξ_i, ξ_j sont les rapports d'amortissement du béton armé. Ils sont tous deux égaux dans cette étude à 5%. w_i et w_j représentent les 2 premières fréquences naturelles pour les 2 premiers modes. La formule à utiliser pour les coefficients dynamiques d'amortissement devient plus simple soit :

$$\alpha = \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j} \xi \quad (6.14)$$

$$\beta = \frac{2\xi}{w_i + w_j} \quad (6.15)$$

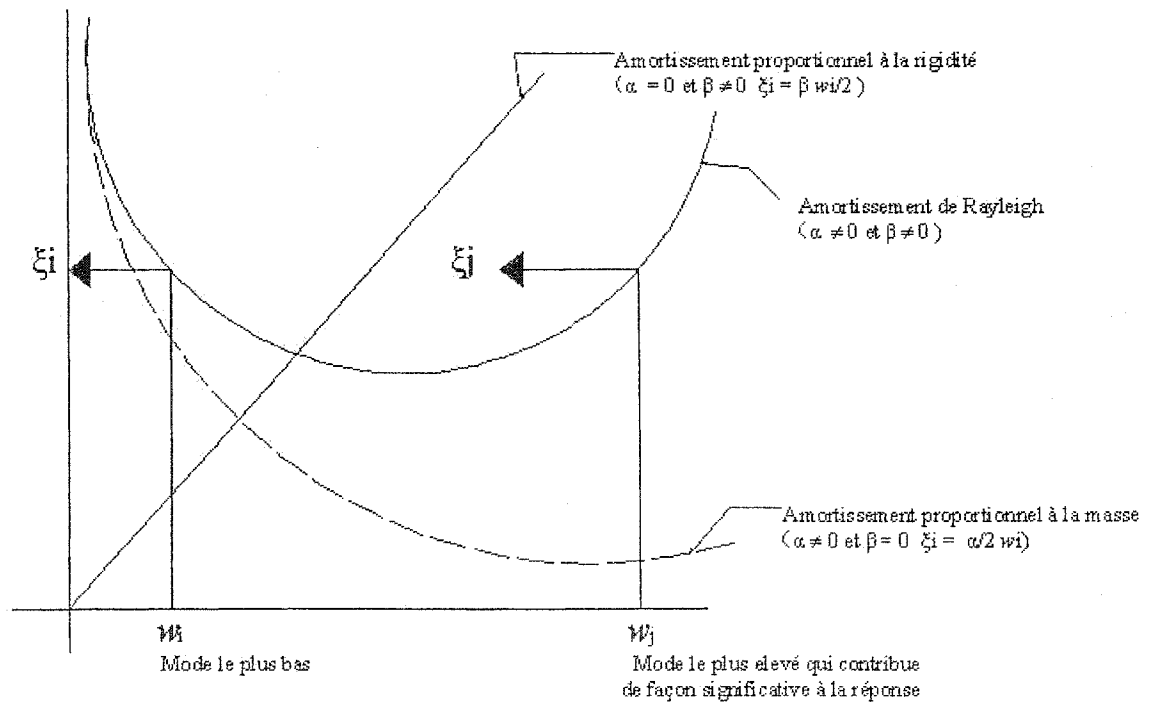


Figure 35 Variation de l'amortissement de Rayleigh avec les fréquences naturelles

C'est important de ne pas considérer seulement l'amortissement proportionnel à la masse ou à la rigidité. Comme montre la figure 35 dans le cas où $\alpha = 0$ les modes élevés ne contribueront que très peu à la réponse, tandis que dans l'autre cas où $\beta = 0$, ils ne posséderont que très peu d'amortissement.

Les coefficients dynamiques d'amortissement de tous les bâtiments sont présentés dans les tableaux suivants.

Tableau XXX

Coefficients dynamiques d'amortissement pour Montréal

Montréal

	Étages	dim95		dim2005	
		α	β	α	β
$DC \geq 0,67$	10	0,3381	0,0048	0,2059	0,0076
	20	0,2303	0,0060	0,1380	0,0099
	30	0,1607	0,0089	0,1046	0,0134
$DC < 0,67$	10	0,2862	0,0057	0,2298	0,0074
	20	0,2690	0,0055	0,1642	0,0087
	30	0,1436	0,0109	0,0967	0,0157

Tableau XXXI

Coefficients dynamiques d'amortissement pour Vancouver

Vancouver

	Étages	dim95		dim2005	
		α	β	α	β
$DC \geq 0,67$	10	0,6499	0,0022	0,3537	0,0039
	20	0,1830	0,0084	0,1110	0,0135
	30	0,1174	0,0127	0,0771	0,0189
$DC < 0,67$	10	0,4579	0,0034	0,3040	0,0052
	20	0,1573	0,0101	0,0979	0,0158
	30	0,1086	0,0144	0,0733	0,0208

De ces tableaux on constate que α diminue et β augmente entre le CNB 95 et le CNB 2005. Ce qui conduit à une contribution moins importante des modes supérieurs. Cela s'explique par le fait que le coefficient α est inversement proportionnel à la masse et β inversement proportionnel à la rigidité. Le coefficient α diminue avec l'augmentation du nombre d'étages donc la masse et β augmente avec la diminution de l'inertie effective.

6.2 Analyses spectrales

L'analyse spectrale, permet d'avoir une meilleure répartition du cisaillement à la base. Elle consiste à exciter un bâtiment par un spectre de tremblement de terre pour dégager les réponses spectrales du bâtiment tout en tenant compte de ses propriétés. Du CNB 95 au CNB 2005 le spectre à prendre en considération a augmenté de 64% pour Montréal, et de 56% pour Vancouver. Les spectres utilisées pour l'analyse spectrale du CNB 2005 sont données dans l'annexe 4.

6.2.1 Procédure et construction du spectre

La construction du spectre pour le CNB 95 est élaborée à partir de la figure J-4 du commentaire J du code pour une vitesse maximale au sol d'une seconde. De là une période de transition doit être calculée dans le but de départir la zone contrôlée par la vitesse et par l'accélération, ensuite pour le calibrer on le multiplie par le rapport de vitesse v pour obtenir le spectre de calcul. Pour le CNB 2005, le spectre de calcul est donné pour chaque ville. Le code national du bâtiment 2005 exige que les valeurs spectrales d'accélération utilisées pour la conception soient celles utilisées dans la méthode modale de spectre de réponse.

L'analyse dynamique spectrale donne des réponses maximales de la structure. Deux types de combinaisons statistiques peuvent être fait : SRSS (Racine carrée de la somme

des carrées) et CQC (Combinaison quadratique complète). Cette dernière méthode est recommandée pour les périodes rapprochées tandis que l'autre donne de bons résultats pour les périodes séparées. En effet la méthode SRSS assume que le comportement dans chacun des modes est indépendant des autres modes, que la réponse de chaque mode n'est pas corrélée. Dans le cas de nos analyses on utilise la méthode CQC étant donné que les périodes sont rapprochées. Pour connaître le nombre de modes à utiliser pour l'analyse spectrale la masse modale doit être supérieure à 90% de la masse totale du bâtiment.

Tous les bâtiments sont soumis aux analyses spectrales. Les résultats de ces analyses pour le CNB95 et CNB 2005 sont présentés dans les tableaux XXXII, XXXIII et XXXIV. L'influence de la diminution de l'inertie se voit clairement au niveau des tableaux XXXV et XXXVI.

A noter la signification des abréviations suivantes :

SPE¹ : Analyse spectrale du CNB 1995 avant normalisation

SPE² : Analyse spectrale du CNB 2005 avant normalisation

SPE^{1*} : Analyse spectrale du CNB 1995 après normalisation

SPE^{i*} : Analyse spectrale du CNB 2005 intermédiaire

SPE^{2*} : Analyse spectrale du CNB 2005 après normalisation

Tableau XXXII

Résultats de l'ensemble des analyses pour tous les bâtiments de 10 étages

			1995			2005			
			CNB 95	SPE ¹	SPE ^{1*}	CNB2005	SPE ²	SPE ^{1*}	SPE ^{2*}
Montréal 10 Étages	DC ≥ 0,67	V _{base} (kN) =	343,611	1433,860	343,61	618,030	1216,630	178,92	494,424
		M _{base} (kN.m) =	863,180	3888,170	931,76	1440,000	2580,350	379,46	1047,319
		Δ _{tot} (mm) =	72,960	68,420	65,58	599,828	94,700	13,93	261,372
		δ _{inter-étage max} (mm) =	8,840	7,940	7,61	73,576	11,650	1,71	32,154
		V _{max linteau} (mm) =	186,040	692,100	165,86	309,910	531,760	78,20	215,832
		M _{max linteau} (mm) =	164,200	670,280	160,63	288,000	509,860	74,98	206,943
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	392,030	1202,390	392,03	705,124	1078,540	181,27	564,099
		M _{base} (kN.m) =	1248,590	4114,480	1341,49	1906,750	2505,720	421,13	1309,712
		Δ _{tot} (mm) =	101,465	80,820	92,23	698,590	75,050	12,61	233,406
		δ _{inter-étage max} (mm) =	12,460	9,630	10,99	84,966	9,200	1,55	28,612
		V _{max linteau} (mm) =	180,780	480,970	156,82	322,040	405,880	68,22	212,149
		M _{max linteau} (mm) =	161,850	459,260	149,74	300,260	384,130	64,56	200,781
Vancouver 10 Étages	DC ≥ 0,67	V _{base} (kN) =	499,820	2945,370	499,820	649,200	2993,020	440,150	519,360
		M _{base} (kN.m) =	1475,650	5750,760	975,886	2129,660	5607,280	824,600	973,028
		Δ _{tot} (mm) =	78,760	74,580	50,624	593,980	210,090	30,896	247,906
		δ _{inter-étage max} (mm) =	10,200	9,660	6,557	78,676	28,070	4,128	33,123
		V _{max linteau} (mm) =	459,690	1770,480	300,445	574,510	1699,270	249,893	294,873
		M _{max linteau} (mm) =	433,550	1744,450	296,028	547,780	1672,720	245,988	290,266
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	636,760	2405,610	636,760	1124,300	2657,470	446,634	899,440
		M _{base} (kN.m) =	4481,410	11079,140	2932,625	4925,750	10163,130	1708,089	3433,259
		Δ _{tot} (mm) =	149,870	100,770	93,358	723,223	232,220	39,029	466,762
		δ _{inter-étage max} (mm) =	18,550	12,340	11,432	88,715	27,900	4,689	56,079
		V _{max linteau} (mm) =	338,730	749,340	198,349	469,270	880,160	147,926	297,331
		M _{max linteau} (mm) =	311,740	722,370	191,210	442,230	853,150	143,387	288,207

Tableau XXXIII

Résultats de l'ensemble des analyses pour tous les bâtiments de 20 étages

			1995			2005			
			CNB 95	SPE ¹	SPE ^{1*}	CNB2005	SPE ²	SPE ^{i*}	SPE ^{2*}
Montréal 20 Étages	DC ≥ 0,67	V _{base} (kN)=	464,550	2134,260	464,550	538,900	1876,910	276,016	431,120
		M _{base} (kN.m)=	3655,520	7907,420	1721,155	5139,240	6488,380	954,174	1488,511
		Δ _{tot} (mm)=	38,240	114,400	99,603	1491,240	146,790	21,587	228,992
		δ _{inter-étage max} (mm)=	2,520	7,500	6,530	97,920	10,240	1,506	15,974
		V _{max linteau} (mm)=	343,910	881,860	191,949	368,100	641,060	94,274	147,067
		M _{max linteau} (mm)=	323,200	861,160	187,443	347,430	620,390	91,234	142,325
	DC < 0,67	V _{base} (kN)=	566,110	2300,380	566,110	627,452	2052,350	344,933	501,962
		M _{base} (kN.m)=	5668,310	11554,190	2843,418	7386,820	9383,660	1577,086	2302,545
		Δ _{tot} (mm)=	202,475	93,250	80,319	1016,201	130,190	21,881	190,077
		δ _{inter-étage max} (mm)=	12,845	5,850	5,039	64,855	8,710	1,464	12,717
		V _{max linteau} (mm)=	326,690	686,810	169,020	330,790	476,790	80,133	116,994
		M _{max linteau} (mm)=	305,660	665,790	163,847	309,780	455,780	76,602	111,838
Vancouver 20 Étages	DC ≥ 0,67	V _{base} (kN)=	1312,710	4230,380	1312,71	1855,248	3977,590	584,94	1484,198
		M _{base} (kN.m)=	10675,120	18592,160	5769,25	17697,530	19952,170	2934,14	7452,722
		Δ _{tot} (mm)=	805,320	274,800	341,09	5194,384	719,560	105,82	1827,682
		δ _{inter-étage max} (mm)=	49,960	16,660	20,68	324,088	44,420	6,53	112,827
		V _{max linteau} (mm)=	905,200	1589,070	493,10	1178,670	1338,040	196,77	499,797
		M _{max linteau} (mm)=	876,140	1560,030	484,09	1149,630	1309,020	192,50	488,957
	DC < 0,67	V _{base} (kN)=	1492,590	3493,470	1492,59	2109,480	3670,860	616,95	1687,584
		M _{base} (kN.m)=	15871,540	20242,970	8648,84	25354,190	24072,870	4045,86	11085,658
		Δ _{tot} (mm)=	1039,605	307,510	459,84	6420,645	896,120	150,61	2455,369
		δ _{inter-étage max} (mm)=	63,420	18,030	26,96	394,188	53,870	9,05	147,604
		V _{max linteau} (mm)=	898,190	1042,070	445,23	1152,800	1031,290	173,33	474,913
		M _{max linteau} (mm)=	869,330	1013,230	432,90	1123,960	1002,450	168,48	461,632

Tableau XXXIV

Résultats de l'ensemble des analyses pour tous les bâtiments de 30 étages

			1995			2005			
			CNB 95	SPE ¹	SPE ^{1*}	CNB2005	SPE ²	SPE ^{1*}	SPE ^{2*}
Montréal 30 Étages	DC ≥ 0,67	V _{base} (kN)=	997,620	3828,040	997,62	965,840	3129,980	460,29	772,672
		M _{base} (kN.m)=	11962,500	19547,320	5094,20	13083,670	16605,820	2442,03	4102,614
		Δ _{tot} (mm)=	554,440	161,690	168,55	1923,380	229,260	33,71	385,157
		δ _{inter-étage max} (mm)=	24,120	6,950	7,24	83,300	10,030	1,48	16,850
		V _{max linteau} (mm)=	646,250	1223,310	318,81	542,530	798,620	117,44	197,306
		M _{max linteau} (mm)=	612,540	1189,610	310,02	508,840	764,950	112,49	188,988
	DC < 0,67	V _{base} (kN)=	1181,600	3097,390	1181,60	1123,940	2708,690	455,24	899,152
		M _{base} (kN.m)=	22255,080	26665,800	10172,54	22346,180	22168,270	3725,76	7339,747
		Δ _{tot} (mm)=	652,155	172,800	230,72	2086,546	252,640	42,46	497,701
		δ _{inter-étage max} (mm)=	26,810	6,800	9,08	85,978	10,020	1,68	19,739
		V _{max linteau} (mm)=	592,060	635,930	242,60	471,300	405,600	68,17	134,291
		M _{max linteau} (mm)=	557,780	601,660	229,52	437,030	371,330	62,41	122,945
Vancouver 30 Étages	DC ≥ 0,67	V _{base} (kN)=	1775,370	4864,260	1775,370	2276,740	5643,780	829,968	1821,392
		M _{base} (kN.m)=	23321,920	29387,080	10725,771	32996,980	44145,830	6492,034	14217,554
		Δ _{tot} (mm)=	1958,880	464,100	677,554	8881,752	1529,880	224,982	3350,437
		δ _{inter-étage max} (mm)=	82,920	19,220	28,060	375,904	64,150	9,434	140,489
		V _{max linteau} (mm)=	1144,810	1520,550	554,974	1244,910	1703,530	250,519	548,637
		M _{max linteau} (mm)=	1114,290	1490,050	543,842	1214,410	1673,040	246,035	538,817
	DC < 0,67	V _{base} (kN)=	2100,959	4395,000	2100,959	2640,900	5423,640	911,536	2112,720
		M _{base} (kN.m)=	40265,020	40636,980	19425,854	53524,240	61246,170	29822,225	69187,561
		Δ _{tot} (mm)=	2180,500	515,210	862,007	9344,475	1625,120	791,310	10923,240
		δ _{inter-étage max} (mm)=	89,040	20,470	34,249	384,370	66,070	32,171	444,089
		V _{max linteau} (mm)=	1046,770	966,180	461,867	1078,700	1173,850	571,576	1326,055
		M _{max linteau} (mm)=	1015,820	935,240	447,076	1047,750	1142,910	556,510	1291,104

Tableau XXXV

Analyse spectrale 2005 avec inertie 94 pour les bâtiments à Montréal

			SPE ¹	SPE ²	Dim ⁹⁴ sp ²⁰⁰⁵
10 Étages	DC $\geq$ 0,67	V _{base} (kN) =	1433,860	1216,630	1845,68
		M _{base} (kN.m) =	3888,170	2580,350	4715,8
		Δ_{tot} (mm) =	68,420	94,700	75,61
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	7,940	11,650	8,44
		V _{max linteau} (mm) =	692,100	531,760	802,46
		M _{max linteau} (mm) =	670,280	509,860	780,64
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	1202,390	1078,540	1471,48
		M _{base} (kN.m) =	4114,480	2505,720	4538,54
		Δ_{tot} (mm) =	80,820	75,050	78,32
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	9,630	9,200	8,95
		V _{max linteau} (mm) =	480,970	405,880	488,96
		M _{max linteau} (mm) =	459,260	384,130	467,26
20 Étages	DC $\geq$ 0,67	V _{base} (kN) =	2134,260	1876,910	2776,24
		M _{base} (kN.m) =	7907,420	6488,380	8716,3
		Δ_{tot} (mm) =	114,400	146,790	88,79
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	7,500	10,240	6,1
		V _{max linteau} (mm) =	881,860	641,060	1087,32
		M _{max linteau} (mm) =	861,160	620,390	1066,63
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	2300,380	2052,350	2963,77
		M _{base} (kN.m) =	11554,190	9383,660	12740,12
		Δ_{tot} (mm) =	93,250	130,190	77,92
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	5,850	8,710	5,09
		V _{max linteau} (mm) =	686,810	476,790	804,03
		M _{max linteau} (mm) =	665,790	455,780	783,01
30 Étages	DC $\geq$ 0,67	V _{base} (kN) =	3828,040	3129,980	4988,17
		M _{base} (kN.m) =	19547,320	16605,820	22346,67
		Δ_{tot} (mm) =	161,690	229,260	134,15
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	6,950	10,030	6,01
		V _{max linteau} (mm) =	1223,310	798,620	1500,3
		M _{max linteau} (mm) =	1189,610	764,950	1466,6
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	3097,390	2708,690	3797,32
		M _{base} (kN.m) =	26665,800	22168,270	27577,92
		Δ_{tot} (mm) =	172,800	252,640	139,6
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	6,800	10,020	5,53
		V _{max linteau} (mm) =	635,930	405,600	612,2
		M _{max linteau} (mm) =	601,660	371,330	577,93

Tableau XXXVI

Analyse spectrale 2005 avec inertie 94 pour les bâtiments à vancouver

			SPE	SPE ²	Dim ⁹⁴ sp ²⁰⁰⁵
10 Étages	DC $\geq$ 0,67	V _{base} (kN) =	2945,370	2993,020	4321,54
		M _{base} (kN.m) =	5750,760	5607,280	8306,34
		Δ_{tot} (mm) =	74,580	210,090	106,36
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	9,660	28,070	13,79
		V _{max linteau} (mm) =	1770,480	1699,270	2562,71
		M _{max linteau} (mm) =	1744,450	1672,720	2536,67
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	2405,610	2657,470	3410,05
		M _{base} (kN.m) =	11079,140	10163,130	15554,24
		Δ_{tot} (mm) =	100,770	232,220	140,88
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	12,340	27,900	17,22
		V _{max linteau} (mm) =	749,340	880,160	1032,14
		M _{max linteau} (mm) =	722,370	853,150	1005,17
20 Étages	DC $\geq$ 0,67	V _{base} (kN) =	4230,380	3977,590	6110,7
		M _{base} (kN.m) =	18592,160	19952,170	27381,16
		Δ_{tot} (mm) =	274,800	719,560	417,79
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	16,660	44,420	25,35
		V _{max linteau} (mm) =	1589,070	1338,040	2301,03
		M _{max linteau} (mm) =	1560,030	1309,020	2272
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	3493,470	3670,860	5134,14
		M _{base} (kN.m) =	20242,970	24072,870	30420,76
		Δ_{tot} (mm) =	307,510	896,120	474,2
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	18,030	53,870	28
		V _{max linteau} (mm) =	1042,070	1031,290	1564,16
		M _{max linteau} (mm) =	1013,230	1002,450	1535,32
30 Étages	DC $\geq$ 0,67	V _{base} (kN) =	4864,260	5643,780	6538,13
		M _{base} (kN.m) =	29387,080	44145,830	40269,37
		Δ_{tot} (mm) =	464,100	1529,880	652,3
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	19,220	64,150	27,02
		V _{max linteau} (mm) =	1520,550	1703,530	2067,36
		M _{max linteau} (mm) =	1490,050	1673,040	2036,86
	DC < 0,67	V _{base} (kN) =	4395,000	5423,640	6053,94
		M _{base} (kN.m) =	40636,980	61246,170	56676,27
		Δ_{tot} (mm) =	515,210	1625,120	724,46
		$\delta_{inter-étage\ max}$ (mm) =	20,470	66,070	28,77
		V _{max linteau} (mm) =	966,180	1173,850	1338,55
		M _{max linteau} (mm) =	935,240	1142,910	1307,6

6.3 Analyse des résultats

- 1) En comparant les analyses spectrales normalisés SPE^{1*} et SPE^{2*} respectivement du CNB95 et 2005, on remarque une augmentation de 115 à 322% pour Montréal et de 405 à 1196% pour Vancouver au niveau des déplacements globaux et inter-étages pour tous les bâtiments analysés. En ce qui a trait aux efforts dans les bâtiments les résultats sont plus intéressants pour Montréal que Vancouver. En effet pour Montréal, il y a une augmentation moyenne de 32 % pour les bâtiments de 10 étages, tandis qu'on observe une diminution allant de 23 à 46% pour ceux de 20 et 30 étages. Pour Vancouver les résultats en termes d'efforts ne permettent pas de dégager une quelconque tendance. L'augmentation du spectre et la diminution de l'inertie effective des linteaux expliquent précisément ces résultats différents.
- 2) Globalement l'écart entre l'analyse statique du CNB 2005 et l'analyse spectrale avant normalisation (SPE^2) est inférieur à l'écart entre le CNB 95 et l'analyse spectrale avant normalisation (SPE^1). Par contre après la normalisation on obtient un résultat inverse qui se justifie par la prise en compte des deux paramètres R_d et R_θ dans le CNB2005.
- 3) Vu que le spectre a augmenté pour Montréal de 64% et pour Vancouver de 57% on s'attendait à une augmentation de l'ensemble des résultats de l'analyse spectrale avant normalisation (SPE^2 vs SPE^1), tel n'est pas le cas étant donné une diminution de l'inertie effective des linteaux qui tend à diminuer les efforts mais augmente les déformations (voir Tableau XXXV).
- 4) Pour les déplacements globaux, inter-étages et les efforts de cisaillement et de flexion, les valeurs de l'analyse statique équivalente du CNB 2005 sont supérieures de 56 à 80% à celles de l'analyse spectrale après normalisation

(SPE^{2*}) ce qui soulève la question de la représentativité de cette méthode. Ces résultats laissent aussi entrevoir que cette méthode d'analyse demeure conservatrice et surévalue beaucoup les déformations et les efforts.

- 5) Dans l'ensemble, les résultats de l'analyse statique équivalente du CNB 2005 sont supérieurs à ceux du CNB 95 sauf pour les bâtiments de 30 étages qui sont situés à Montréal.
- 6) Pour ce qui est du cisaillement à la base de l'analyse pseudo statique, il y a une hausse de 40 à 79% pour les bâtiments de 10 et 20 étages. Cet écart entre le code national du bâtiment 95 et celui de 2005 diminue pour les bâtiments de 30 étages.
- 7) Pour Montréal, les efforts dans les linteaux obtenus avec l'analyse statique du CNB 2005, en ce qui a trait aux bâtiments de 10 étages, sont supérieurs de 31% à ceux de l'analyse statique du CNB95 et pour ceux de 20 et 30 étages, ils diminuent de 23 à 46%. Pour Vancouver, les efforts dans les linteaux demeurent sensiblement les mêmes pour un degré de couplage supérieur à 0,67 en comparant le CNB95 à celui de 2005 pour les bâtiments de 10, 20 et 30 étages.

CONCLUSION

Ce travail de recherche présente les changements qui ont été fait principalement sur le code national du bâtiment (CNB95) et sur le code de béton A23.3-94. L'objectif de cette étude était de voir l'impact de ces changements sur la conception des murs de refend couplés. Pour évaluer cet impact sur le comportement des MRC plusieurs types de bâtiments ont été choisis dans deux villes, ayant des caractéristiques sismiques différentes Montréal (modéré) et Vancouver (élevé). Ces bâtiments dimensionnés selon les normes A23.3-94 et A23.3-04 sont soumis respectivement à des analyses pseudo statique suivant le CNB 95 et le CNB 2005. Ils ont été soumis également à des analyses dynamiques modales avec le spectre normalisé de 95 et le spectre donné dans le CNB 2005 pour chaque ville.

Les exigences du code national du bâtiment 95 et 2005 sont présentées au chapitre 2 tout en mettant l'accent sur les modifications apportées au CNB95 et au code de béton A23.3-94 notamment, l'introduction du facteur M_v dans le calcul du cisaillement qui prend en compte les modes supérieurs de vibration, une nouvelle formule pour déterminer la période de vibration, le cisaillement à la base calculé en terme d'accélération spectrale, le remplacement de l'inverse du facteur de calibration par un facteur de modification de force liée à la surrésistance et une nouvelle façon de calculer l'inertie effective des murs et des linteaux. Le niveau des charges du CNB 95 a généralement été conservé dans la version 2005 pour la plupart des principaux systèmes structuraux. Ainsi, de manière générale, pour une même méthode d'analyse spectrale, les efforts augmentent de 32% pour les bâtiments de 10 étages situés à Montréal et diminuent de 35% en moyenne pour ceux de 20 et 30 étages, mais pour Vancouver les résultats sont sensiblement les mêmes pour les deux versions du code.

Le calcul du cisaillement à la base, dans l'édition 2005 du code national du bâtiment, donne des valeurs de conception de 40 à 79 % supérieure à celles du CNB95. Ainsi, un bâtiment conçu selon les normes du code de béton A23.3-94 mais analysé suivant le CNB 2005, aura des effets non négligeables sur la réponse du bâtiment.

Étant donné l'augmentation de 32% des efforts dans les bâtiments de 10 étages pour Montréal et de 6 à 188% pour les bâtiments de Vancouver dont le degré de couplage est inférieur à 0,67 et l'augmentation significative des déplacements, des conséquences sont à prévoir sur la conception de nouveaux bâtiments de ce type ainsi que sur l'évaluation sismique des bâtiments existants.

L'utilisation du CNB 2005 et l'analyse pseudo statique du CNB2005 pour les bâtiments de 20 et 30 étages situés à Montréal engendrent une faible augmentation du cisaillement et une diminution des efforts dans les linteaux. Par contre, l'augmentation minimale de 66% observée pour l'ensemble des paramètres analysés pour les bâtiments de 10 étages à Montréal soulève des interrogations quant aux implications sur la conception des MRC suivant une analyse statique du CNB 2005.

L'écart entre l'analyse statique et dynamique du CNB 2005 est plus significatif que celui de 95. De plus, l'analyse dynamique linéaire du CNB 2005 est moins conservatrice que l'analyse pseudo statique pour la même période. Ainsi, il est préférable d'utiliser l'analyse dynamique linéaire du CNB 2005 pour tous les bâtiments.

RECOMMANDATIONS

Les résultats de ce travail nous amènent à faire certaines recommandations sur les changements survenus dans le nouveau code national du bâtiment 2005 et le code de béton 2004.

1. L'utilisation de l'analyse dynamique linéaire pour la conception des MRC.
2. La prise en compte d'un plus grand nombre de MRC représentatifs.
3. L'ajustement des valeurs recommandées de M_v suivant les valeurs calculées de M_v à partir de l'analyse modale est nécessaire pour répondre aux exigences réelles de conception des bâtiments.
4. Une vérification de la pertinence des paramètres retenus dans le calcul de l'inertie effective doit être faite étant donné les déplacements inter-étages considérables dans le CNB 2005.
5. Des analyses dynamiques non linéaire doivent être effectuées sur les bâtiments de 10 étages en particulier, pour voir les séquences de plastification.
6. Considération des conditions de sol avec F_a et F_v .

ANNEXE 1

Propriétés des murs de refend couplés pour tous les bâtiments analysés

Tableau A- I

Propriétés des murs pour tous les bâtiments situés à Montréal

			Mur			
	Étages	DC	a (mm)	b (mm)	D _w (mm)	e (mm)
Montréal	10	$\geq 0,67$	0	350	2500	350
		$< 0,67$	0	350	2500	350
	20	$\geq 0,67$	650	600	4000	200
		$< 0,67$	650	600	5000	200
	30	$\geq 0,67$	850	650	5500	650
		$< 0,67$	850	650	6000	650

Tableau A- II

Propriétés des linteaux pour tous les bâtiments situés à Montréal

			Linteau		
	Étages	DC	L _b (mm)	b _w (mm)	h (mm)
Montréal	10	$\geq 0,67$	2000	350	650
		$< 0,67$	2000	350	500
	20	$\geq 0,67$	2000	600	700
		$< 0,67$	2000	600	550
	30	$\geq 0,67$	2000	650	685
		$< 0,67$	2000	650	400

Tableau A- III

Propriétés des murs pour tous les bâtiments situés à Vancouver

			Mur			
	Étages	DC	a (mm)	b (mm)	D _w (mm)	e (mm)
Vancouver	10	$\geq 0,67$	0	350	3000	350
		$< 0,67$	0	350	3500	350
	20	$\geq 0,67$	0	400	4000	400
		$< 0,67$	0	400	4000	400
	30	$\geq 0,67$	0	450	5000	450
		$< 0,67$	0	450	5500	450

Tableau A- IV

Propriétés des linteaux pour tous les bâtiments situés à Vancouver

			Linteau		
	Étages	DC	L _b (mm)	b _w (mm)	h (mm)
Vancouver	10	$\geq 0,67$	2000	350	720
		$< 0,67$	2000	350	500
	20	$\geq 0,67$	2000	400	576
		$< 0,67$	2000	400	420
	30	$\geq 0,67$	2000	450	550
		$< 0,67$	2000	350	400

ANNEXE 2

Calcul du cisaillement à la base pour le CNB95 et le CNB 2005 et moment à la base des murs (fichier excel et graphique)

Calcul des forces sismiques agissant sur un bâtiment de 10 étages avec un DC supérieur à 0.67 situé à Montréal suivant le CNB 1995

Bâtiments de 10 étages

A-Calcul des forces externes suivant le CNB 1995

Ville: **Montréal**

DC $\geq$ **0,67**

L = 21 m

Largeur du bâtiment

D_{rx} = 30 m

h_n = 35,00 m

Hauteur du bâtiment

D_s = 7,00 m

Longueur totale du refend

T = 1,19058809 s

Période naturelle

v = 0,10 m/s

Vitesse horizontale au sol

S = 1,37

Facteur qui dépend de la période

I = 1,00

Coefficient de priorité

F = 1,00

Coefficient de fondation

W = 33327,00 kN

Poids sismique

R = 4,00

coefficient de réduction des charges

U = 0,60

Facteur de calibration

V_{base} = 687,22 kN

Cisaillement à la base

F_t = 57,27 kN

N = 2,00

Nombre de refends

Par refend

V_{base} = 343,611727 kN

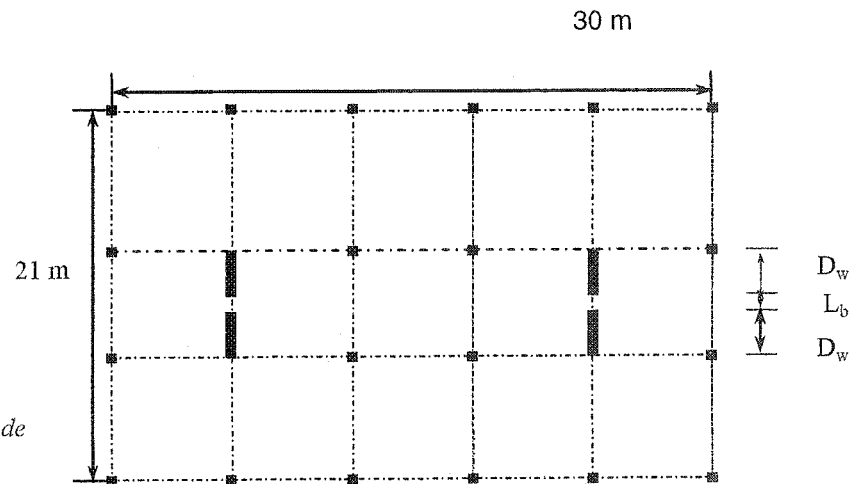
F_t = 28,64 kN

$$F_t = \min(0.07TV_{base}; 0.25V_{base})$$

$$V_{base}^{95} = \left(\frac{V_e}{R} \right) U$$

Surface m ²	Étages kN/m ²	Toit kN/m ²	Neige kN/m ²
630	5,42	3,54	2,32

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \right) (V_{base} - F_t)$$



**Calcul des forces sismiques agissant sur un bâtiment de 10 étages avec un DC supérieur à 0.67
situé à Montréal suivant le CNB 1995**

Moment de torsion accidentelle pour l'ensemble du bâtiment								
Niveau	h_i (m)	W_i (kN.m)	$h_i W_i$ (kN.m)	F_x	F_t	MT_x	F_t^A	F_t^B
10	35,0	2595,6	90846	91,03	57,27	444,93	24,72	24,72
9	3,5	3414,6	107559,9	107,78		323,35	17,96	17,96
8	3,5	3414,6	95608,8	95,81		287,42	15,97	15,97
7	3,5	3414,6	83657,7	83,83		251,49	13,97	13,97
6	3,5	3414,6	71706,6	71,86		215,57	11,98	11,98
5	3,5	3414,6	59755,5	59,88		179,64	9,98	9,98
4	3,5	3414,6	47804,4	47,90		143,71	7,98	7,98
3	3,5	3414,6	35853,3	35,93		107,78	5,99	5,99
2	3,5	3414,6	23902,2	23,95		71,86	3,99	3,99
1	3,5	3414,6	11951,1	11,98		35,93	2,00	2,00
Base	0,0	0	0	0,00		0		0
Total		33 327,0	628 645,5	629,95	57,27		114,54	114,54

**Calcul des forces sismiques agissant sur un bâtiment de 10 étages avec un DC supérieur à 0.67
situé à Montréal suivant le CNB 1995**

Forces latérales agissant sur les refends A et B

Niveau	h_i (m)	Refend A				Refend B			
		F_x	F_t	F_{tx}	F_x^{total}	F_x	F_t	F_{tx}	F_x^{total}
10	35,0	18,21	28,64	24,72	71,56	18,21	28,64	24,72	71,56
9	31,5	21,56		17,96	39,52	21,56		17,96	39,52
8	28,0	19,16		15,97	35,13	19,16		15,97	35,13
7	24,5	16,77		13,97	30,74	16,77		13,97	30,74
6	21,0	14,37		11,98	26,35	14,37		11,98	26,35
5	17,5	11,98		9,98	21,96	11,98		9,98	21,96
4	14,0	9,58		7,98	17,56	9,58		7,98	17,56
3	10,5	7,19		5,99	13,17	7,19		5,99	13,17
2	7,0	4,79		3,99	8,78	4,79		3,99	8,78
1	3,5	2,40		2,00	4,39	2,40		2,00	4,39
Base	0,0	0,00		0,00	0,00			0,00	
Total		125,99	349,09		269,16				269,16

Calcul des forces sismiques agissant sur un bâtiment de 10 étages avec un DC supérieur à 0.67 situé à Montréal suivant le CNB 2005

A. Cacul des forces externes suivant le CNB 2005

Ville: **Montréal**

Catégorie d'emplacement : **C**

Catégorie de risque : **Normal**

$L = 21$ m *Largeur du bâtiment*

$D_{nx} = 30$ m

$h_n = 35,00$ m *Hauteur du bâtiment* 21m

$D_s = 7,00$ m *Longueur totale du refend*

$T = 0,72$ s *Période naturelle*

$M_v = 1,00$ *Vitesse horizontale au sol*

$S(T_n) = 0,25220647$ *Accélération spectrale*

$I_E = 1,00$ *Coefficient de priorité*

$W = 33327,00$ kN *Poids simique*

$R_d = 4,00$ *coefficient de réduction des charges*

$R_o = 1,70$ *Facteur de modification lié à la surrésistance*

$V_{base} = 1236,07$ kN *Cisaillement à la base*

$S(2,0)M_v I_E W / R_d R_o = 235,25$

On prend $V_{base} = 1236,07$

$F_t = 62,25$ kN

$N = 2,00$

Par refend

$V_{base} = 618,035659$ kN

$F_t = 31,13$ kN

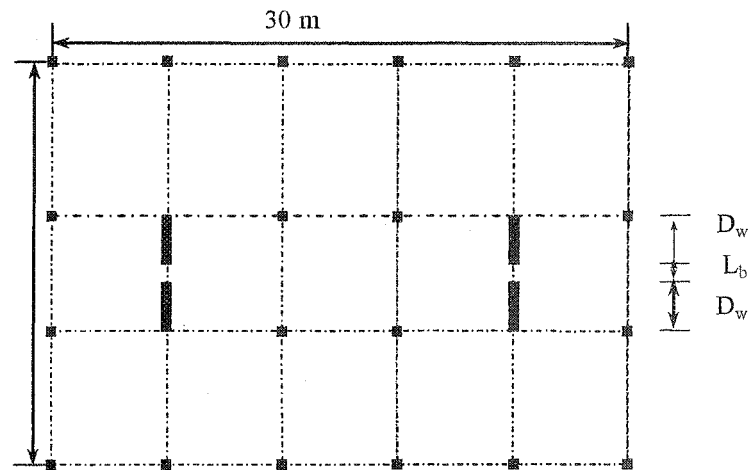
$$V_{base}^{2005} = \frac{S(T_n) M_v I_E W}{R_d R_o}$$

Nombre de refends

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \right) (V_{base} - F_t)$$

DC $\geq$ 0,67

Fig. Vue en plan du bâtiment de 10 étages



$Sa(0,2) = 0,69$

$S(0,2) = 0,69$

$Sa(0,5) = 0,34$

$S(0,5) = 0,34$

$Sa(1,0) = 0,14$

$S(1,0) = 0,14$

$Sa(2,0) = 0,048$

$S(2,0) = 0,048$

$F_a = 1,0$

$F_v = 1,0$

$S(T_n) = 0,25220647$

Surface Étages

Toit

Neige

m²

kN/m²

kN/m²

kN/m²

630

5,42

3,54

2,32

$$F_t = \min(0,07TV_{base}; 0,25V_{base})$$

**Calcul des forces sismiques agissant sur un bâtiment de 10 étages avec un DC supérieur à 0.67
situé à Montréal suivant le CNB 2005**

Moment de torsion accidentelle pour l'ensemble du bâtiment									
Niveau	h_i (m)	W_i (kN.m)	$h_i W_i$ (kN.m)	F_x	F_t	MT_x	F_t^A	F_t^B	
10	35,0	2595,6	90846	169,63	62,25	695,65	38,65	38,65	
9	3,5	3414,6	107559,9	200,84		602,51	33,47	33,47	
8	3,5	3414,6	95608,8	178,52		535,57	29,75	29,75	
7	3,5	3414,6	83657,7	156,21		468,62	26,03	26,03	
6	3,5	3414,6	71706,6	133,89		401,68	22,32	22,32	
5	3,5	3414,6	59755,5	111,58		334,73	18,60	18,60	
4	3,5	3414,6	47804,4	89,26		267,78	14,88	14,88	
3	3,5	3414,6	35853,3	66,95		200,84	11,16	11,16	
2	3,5	3414,6	23902,2	44,63		133,89	7,44	7,44	
1	3,5	3414,6	11951,1	22,32		66,95	3,72	3,72	
Base	0,0	0	0	0,00		0			0
Total		33 327,0	628 645,5	1173,82	62,25		206,01	206,01	

**Calcul des forces sismiques agissant sur un bâtiment de 10 étages avec un DC supérieur à 0.67
situé à Montréal suivant le CNB 2005**

Forces latérales agissant sur les refends A et B

Niveau	h_i (m)	Refend A				Refend B			
		F_x	F_t	F_{tx}	F_x^{total}	F_x	F_t	F_{tx}	F_x^{total}
10	35,0	33,93	31,13	38,65	103,70	33,93	31,13	38,65	103,70
9	31,5	40,17		33,47	73,64	40,17		33,47	73,64
8	28,0	35,70		29,75	65,46	35,70		29,75	65,46
7	24,5	31,24		26,03	57,28	31,24		26,03	57,28
6	21,0	26,78		22,32	49,09	26,78		22,32	49,09
5	17,5	22,32		18,60	40,91	22,32		18,60	40,91
4	14,0	17,85		14,88	32,73	17,85		14,88	32,73
3	10,5	13,39		11,16	24,55	13,39		11,16	24,55
2	7,0	8,93		7,44	16,36	8,93		7,44	16,36
1	3,5	4,46		3,72	8,18	4,46		3,72	8,18
Base	0,0	0,00		0,00	0,00			0,00	
Total		234,76			471,90				471,90

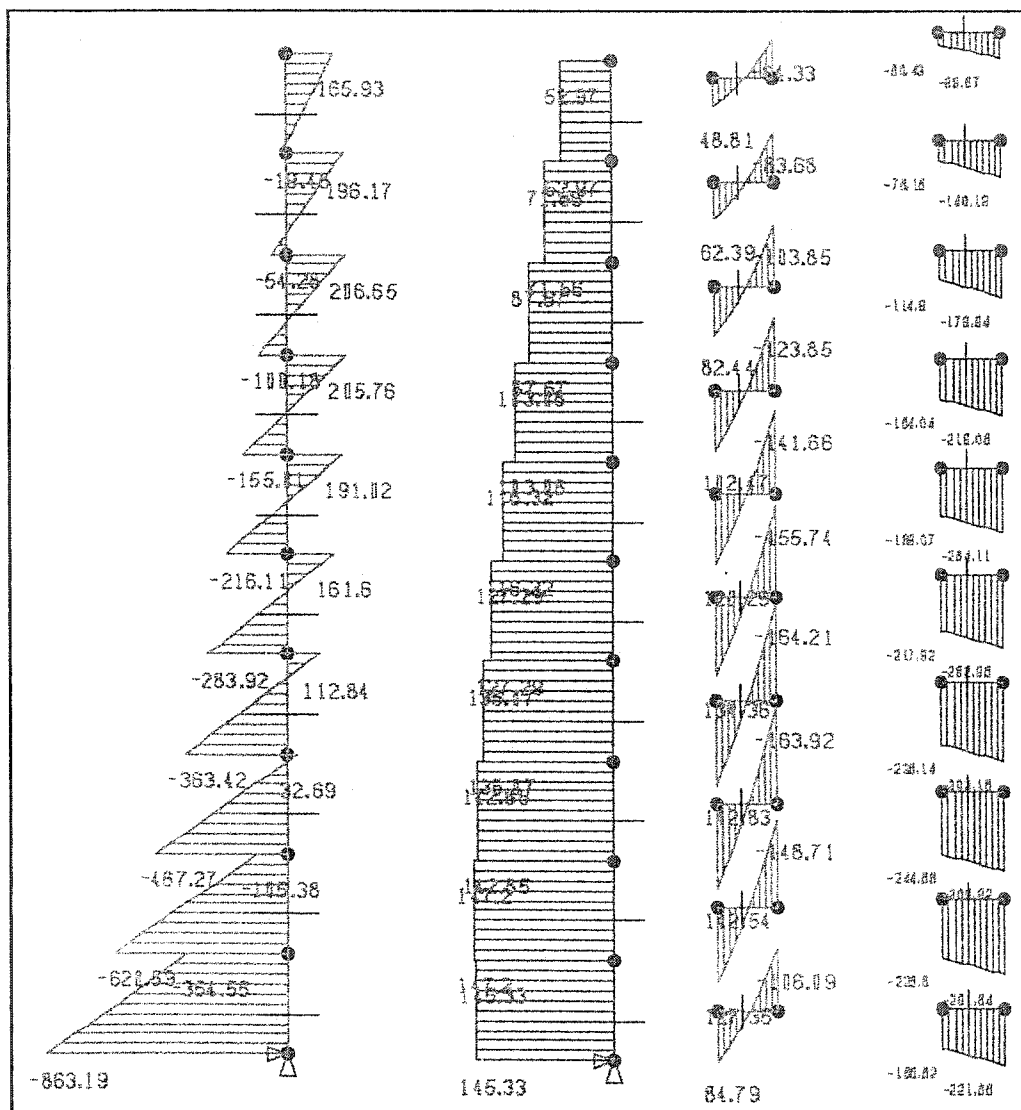


Figure A-1 Efforts au niveau des murs et des linteaux suite à une analyse statique équivalente du CNB95

Tableau A- V

Moments à la base des murs suite à l'analyse statique

		Moments à la base des murs			
		Montréal		Vancouver	
		CNB95	CNB2005	CNB95	CNB2005
10 Étages	$DC \geq 0,67$	863,18	1440	1475,65	2129,66
	$DC < 0,67$	1248,59	1906,75	4481,41	4925,75
20 Étages	$DC \geq 0,67$	3655,52	5139,24	10675,12	17697,53
	$DC < 0,67$	5668,31	7386,82	15871,54	25354,19
30 étages	$DC \geq 0,67$	11962,5	13083,67	23321,92	32996,98
	$DC < 0,67$	22255,08	22346,18	40265,02	53524,24

ANNEXE 3

Forces appliquées incluant la torsion accidentelle sur tous les bâtiments à l'étude

ANNEXE 4

Spectre utilisé pour l'analyse spectrale dans le CNB 2005

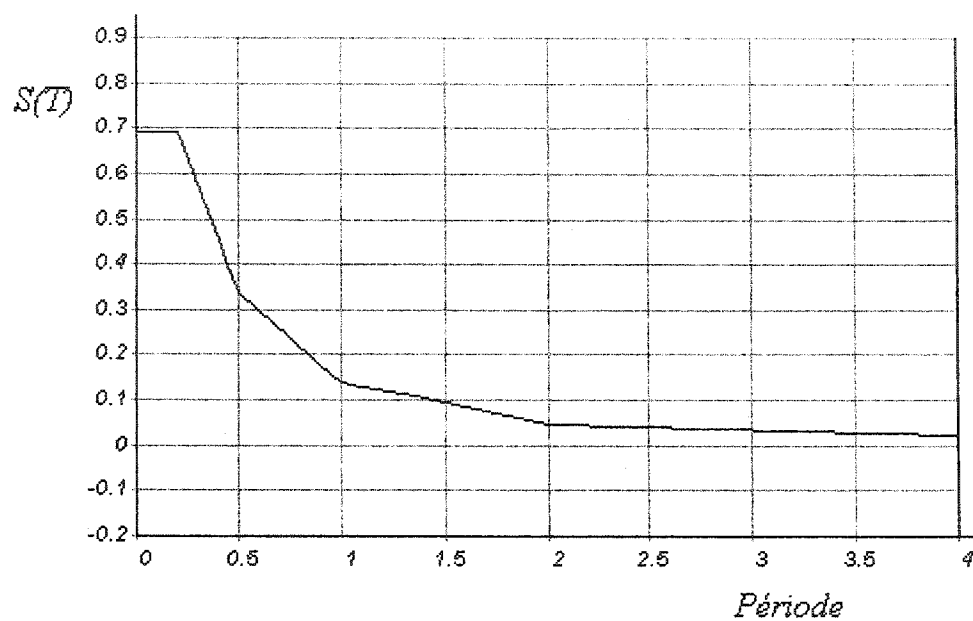


Figure A- 3 Spectre utilisé dans l'ébauche du CNB 2005 pour la ville de Montréal

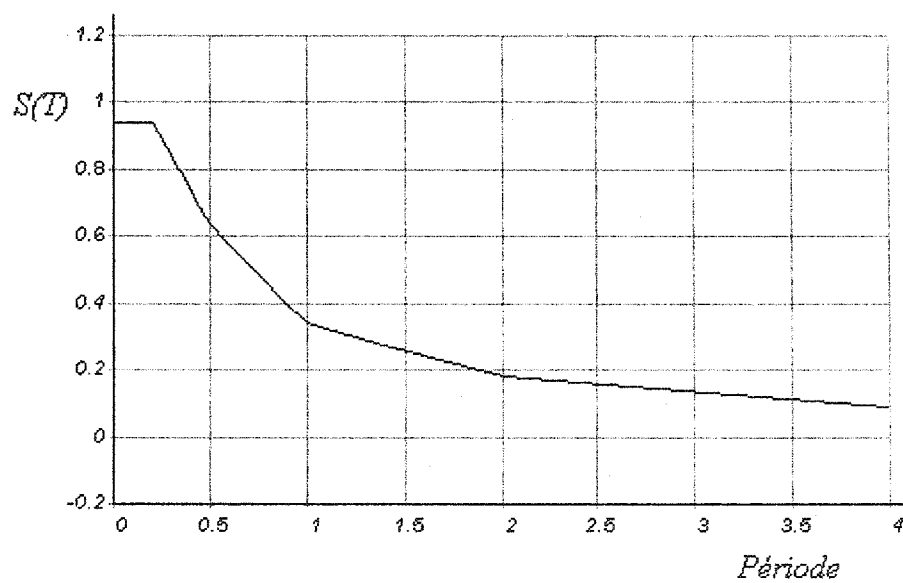


Figure A- 4 Spectre utilisé dans l'ébauche du CNB 2005 pour la ville de Vancouver

ANNEXE 5

Période des cinq premiers modes pour les bâtiments situés à Vancouver

Tableau A- VIII

Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 10 étages situés à Vancouver

Bâtiment de 10 étages					
DC $\geq$ 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	7,881	1,254	0,797
	2	x	37,060	5,898	0,170
	3	y	52,927	8,424	0,119
	4	x	83,706	13,322	0,075
	5	x	134,137	21,349	0,047
	CNB2005				
	1	x	4,235	0,674	1,484
	2	x	21,465	3,416	0,293
	3	y	27,248	4,337	0,231
	4	x	49,977	7,954	0,126
	5	y	81,095	12,907	0,077
DC < 0,67	CNB95				
	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s	% Masse X
	1	x	5,693	0,906	1,104
	2	x	23,399	3,724	0,269
	3	y	54,998	8,753	0,114
	4	x	56,061	8,922	0,112
	5	y	68,419	10,889	0,092
	CNB2005				
	1	x	3,775	0,601	1,664
	2	x	15,593	2,482	0,403
	3	y	28,311	4,506	0,222
	4	x	36,449	5,801	0,172
	5	y	44,703	7,115	0,141

Tableau A- IX

Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 20 étages
situés à Vancouver

Bâtiment de 20 étages					
DC $\geq$ 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	2,258	0,359	2,783
	2	x	9,665	1,538	0,650
	3	x	21,753	3,462	0,289
	4	y	26,631	4,238	0,236
	5	x	36,455	5,802	0,172
	CNB2005				
	1	x	1,359	0,216	4,625
	2	x	6,057	0,964	1,037
	3	x	13,974	2,224	0,450
	4	y	15,356	2,444	0,409
	5	x	23,860	3,797	0,263
DC < 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	1,962	0,312	3,203
	2	x	7,941	1,264	0,791
	3	x	18,156	2,890	0,346
	4	y	26,696	4,249	0,235
	5	x	31,820	5,064	0,197
	CNB2005				
	1	x	1,210	0,193	5,191
	2	x	5,121	0,815	1,227
	3	x	12,025	1,914	0,523
	4	y	15,394	2,450	0,408
	5	x	21,308	3,391	0,295

Tableau A- X

Période analytique des cinq premiers modes pour les bâtiments de 30 étages
situés à Vancouver

Bâtiment de 30 étages					
DC $\geq$ 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	1,435	0,228	4,379
	2	x	6,457	1,028	0,973
	3	x	14,689	2,338	0,428
	4	y	20,639	3,285	0,304
	5	x	24,664	3,925	0,255
	CNB2005				
	1	x	0,937	0,149	6,706
	2	x	4,356	0,693	1,442
	3	x	10,143	1,614	0,619
	4	y	13,012	2,071	0,483
	5	x	17,398	2,769	0,361
DC < 0,67	CNB95				
	Mode	Direction	Vitesse ang (rad/s)	Fréquence Hz	Période s
	1	x	1,349	0,215	4,659
	2	x	5,588	0,889	1,124
	3	x	13,009	2,070	0,483
	4	y	21,490	3,420	0,292
	5	x	23,188	3,690	0,271
	CNB2005				
	1	x	0,903	0,144	6,961
	2	x	3,911	0,622	1,606
	3	x	9,377	1,492	0,670
	4	y	13,549	2,156	0,464
	5	x	16,980	2,702	0,370

ANNEXE 6

Détermination de M_r pour les bâtiments situés à Vancouver

Tableau A- XI

Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 10 étages situé à Vancouver

10 étages	DC ≥ 0,67	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement				
			T_i	W_i	$S_a(T_i)$	$S_a(T_i)W_i$	$[S_a(T_i)W_i]^2$	SRSS	$S_a(T_1)W$	M_v
		1	0,80	0,657w	0,221	0,145w	0,0211w ²	0,2112w	0,2212w	0,95
		2	0,17	0,212w	0,690	0,146w	0,0214w ²			
		3	0,12	0,000w	0,690	0,000w	0,0000w ²			
		4	0,08	0,060w	0,690	0,041w	0,0017w ²			
		5	0,05	0,028w	0,690	0,019w	0,0004w ²			
		CNB2005								
		1	1,48	0,646w	0,095	0,062w	0,0038w ²	0,1449w	0,0955w	1,52 (1,00)
		2	0,29	0,212w	0,580	0,123w	0,0151w ²			
	3	0,23	0,000w	0,652	0,000w	0,0000w ²				
	4	0,13	0,066w	0,690	0,046w	0,0021w ²				
	5	0,08	0,000w	0,690	0,000w	0,0000w ²				
	DC < 0,67	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement	$[S_a(T_i)W_i]^2$	SRSS	$S_a(T_1)W$	M_v
		1	1,10	0,695w	0,130	0,091w	0,0082w ²	0,1384w	0,1304w	1,06
		2	0,27	0,159w	0,608	0,097w	0,0093w ²			
		3	0,11	0,000w	0,690	0,000w	0,0000w ²			
		4	0,11	0,058w	0,690	0,040w	0,0016w ²			
		5	0,09	0,003w	0,690	0,002w	0,0000w ²			
		CNB2005								
		1	1,66	0,687w	0,079	0,054w	0,0029w ²	0,1008w	0,0789w	1,28 (1,00)
		2	0,40	0,170w	0,453	0,077w	0,0059w ²			
3		0,22	0,000w	0,662	0,000w	0,0000w ²				
4		0,17	0,052w	0,690	0,036w	0,0013w ²				
5		0,14	0,007w	0,690	0,005w	0,0000w ²				

Tableau A- XII

Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 20 étages situé à Vancouver

20 étages	DC ≥ 0,67	CNB95									
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement					
			Ti	Wi	Sa(Ti)	Sa(Ti)Wi	[Sa(Ti)Wi]2	SRSS	Sa(T1)W	Mv	
		1	2,78	0,666w	0,048	0,032w	0,0010w 2	0,0703w	0,0480w	1,47	
		2	0,65	0,183w	0,280	0,051w	0,0026w 2				
		3	0,29	0,052w	0,585	0,030w	0,0009w 2				
		4	0,24	0,000w	0,646	0,000w	0,0000w 2				
		5	0,17	0,028w	0,690	0,019w	0,0004w 2				
		CNB2005									
		1	4,63	0,659w	0,048	0,032w	0,0010w 2	0,0493w	0,0480w	1,03 (1,00)	
		2	1,04	0,186w	0,137	0,025w	0,0006w 2				
	3	0,45	0,054w	0,398	0,021w	0,0005w 2					
	4	0,41	0,000w	0,446	0,000w	0,0000w 2					
	5	0,26	0,029w	0,615	0,018w	0,0003w 2					
	DC < 0,67	CNB95									
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement	[Sa(Ti)Wi]2	SRSS	Sa(T1)W	Mv	
		1	3,20	0,680w	0,048	0,033w	0,0011w 2	0,0597w	0,0480w	1,24	
		2	0,79	0,162w	0,224	0,036w	0,0013w 2				
		3	0,35	0,053w	0,519	0,027w	0,0008w 2				
		4	0,24	0,000w	0,647	0,000w	0,0000w 2				
5		0,20	0,030w	0,690	0,021w	0,0004w 2					
CNB2005											
1		5,19	0,671w	0,048	0,032w	0,0010w 2	0,0455w	0,0480w	0,95 (1,00)		
2		1,23	0,168w	0,119	0,020w	0,0004w 2					
3		0,52	0,055w	0,331	0,018w	0,0003w 2					
4		0,41	0,000w	0,447	0,000w	0,0000w 2					
5		0,30	0,030w	0,578	0,017w	0,0003w 2					

Tableau A- XIII

Calcul du facteur M_v pour un bâtiment de 30 étages situé à Vancouver

30 étages	DC ≥ 0,67	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement				
			T_i	W_i	$Sa(T_i)$	$Sa(T_i)W_i$	$[Sa(T_i)W_i]^2$	$SRSS$	$Sa(T_1)W$	M_v
		1	4,38	0,654w	0,048	0,031w	0,0010w ²	0,0510w	0,0480w	1,06
		2	0,97	0,188w	0,151	0,028w	0,0008w ²			
		3	0,43	0,053w	0,424	0,022w	0,0005w ²			
		4	0,30	0,000w	0,567	0,000w	0,0000w ²			
		5	0,26	0,028w	0,624	0,017w	0,0003w ²			
		CNB2005								
		1	6,71	0,649w	0,048	0,031w	0,0010w ²	0,0422w	0,0480w	0,88 (1,00)
		2	1,44	0,188w	0,099	0,019w	0,0003w ²			
		3	0,62	0,054w	0,292	0,016w	0,0002w ²			
	4	0,48	0,000w	0,360	0,000w	0,0000w ²				
	5	0,36	0,029w	0,501	0,015w	0,0002w ²				
	DC < 0,67	CNB95								
		Mode	Période(s)	Poids modal	Acc. Spectrale	Cisaillement	$[Sa(T_i)W_i]^2$	$SRSS$	$Sa(T_1)W$	M_v
		1	4,66	0,670w	0,048	0,032w	0,0010w ²	0,0466w	0,0480w	0,97
		2	1,12	0,162w	0,129	0,021w	0,0004w ²			
		3	0,48	0,054w	0,360	0,019w	0,0004w ²			
		4	0,29	0,000w	0,581	0,000w	0,0000w ²			
5		0,27	0,030w	0,606	0,018w	0,0003w ²				
CNB2005										
1		6,96	0,662w	0,048	0,032w	0,0010w ²	0,0409w	0,0480w	0,85 (1,00)	
2		1,61	0,167w	0,084	0,014w	0,0002w ²				
3		0,67	0,056w	0,272	0,015w	0,0002w ²				
4		0,46	0,000w	0,382	0,000w	0,0000w ²				
5		0,37	0,031w	0,491	0,015w	0,0002w ²				

ANNEXE 7

Dimensionnement des MRC suivant la norme A23.3-94

Dimensionnement des MRC suivant le code A23.3-94

Considérations géométriques

Suivant ce que stipule l'article 21.5.3.2 de la norme A23.3-94 l'épaisseur d'un mur dans une rotule plastique doit être supérieur à la distance libre entre planchers sur dix, pour éviter l'instabilité dans le plan du mur soit :

$$b \geq \frac{L_u}{10} \quad (\text{A7.1})$$

Par ailleurs Paulay et Priestley (1992) recommandent les limites suivantes de stabilité pour les éléments en béton armé :

$$\frac{L_b}{b_w} < 25 \quad (\text{A7.2})$$

$$\frac{L_b h_s}{b_w^2} < 100 \quad (\text{A7.3})$$

où h_s est la distance entre étages, et b_w l'épaisseur de l'âme de l'élément.

Dimensionnement des linteaux

L'armature principale dans les linteaux peut être disposée longitudinalement (conventionnel) ou diagonalement. Le calcul de la contrainte de cisaillement pondérée v_f et de l'élancement de la poutre donné par le rapport L_b/d , et l'épaisseur b_w du linteau nous permettra de savoir comment disposer les armatures. Selon la clause 21.5.8.2 on a :

$$v_f = \frac{V_f}{b_w d} \leq 1,0 \sqrt{f'_c} \quad \text{et} \quad \frac{L_b}{d} < 4 \quad \text{Armature en diagonale requise} \quad (\text{A7.4})$$

$$v_f = \frac{V_f}{b_w d} \leq 0,1 \frac{L_b}{d} \sqrt{f'_c} \quad \text{et} \quad \frac{L_b}{d} \geq 4 \quad \text{Armature longitudinale permise} \quad (\text{A7.5})$$

Les efforts de cisaillement de l'analyse statique obtenus dans les linteaux peuvent être redistribués selon la clause N21.5.8.2b du A23.3-94. Cette redistribution se fait par la différence entre le linteau le plus sollicité et le cisaillement moyen. Cette répartition ne doit pas excéder 20% de l'effort moyen. De plus la somme des forces de cisaillement redistribuée doit être supérieure à la somme des forces de cisaillement dans les linteaux avant redistribution.

Linteaux avec armature en diagonale

Dans les linteaux armés diagonalement, on peut déterminer les forces de traction (T_s) et de compression (C_s) qui nous permettra de calculer par la suite la force de cisaillement V_f .

$$T_s = C_s = \phi_s A_s f_y \quad (\text{A7.6})$$

$$V_f \leq V_r = 2T_s \sin \alpha = 2\phi_s A_s f_y \sin \alpha \quad (\text{A7.7})$$

La figure suivante illustre le mécanisme des forces dans un linteau avec armature en diagonale.

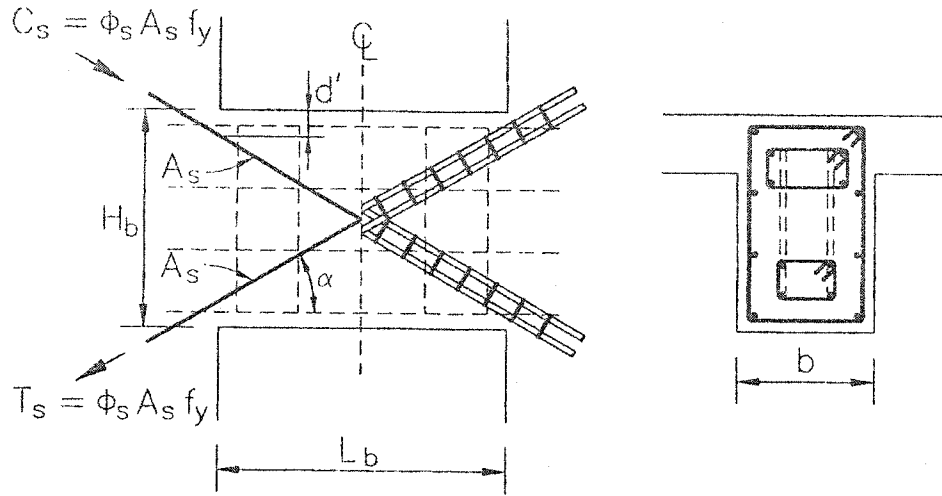


Figure A- 5 Forces en jeu dans un linteau armé en diagonal

Selon l'article N21.5.8.2a du code de béton, l'aire d'armature requise pour un linteau armé diagonalement est :

$$A_s \geq \frac{V_f}{2\phi_s f_y \sin \alpha} \quad (\text{A7.8})$$

où l'angle α est calculé de la façon suivante(voir fig. 4.1) :

$$\tan \alpha = \frac{H_b - 2d'}{L_b} \quad (\text{A7.9})$$

Le moment résistant des linteaux est calculé à partir des résultantes horizontales des forces diagonales, qui est formulé ainsi :

$$M_r = T_s \cos \alpha (H_b - 2d') = \phi_s A_s f_y (H_b - 2d') \cos \alpha \quad (\text{A7.10})$$

De plus, l'article 21.5.8.2 mentionne que l'armature en diagonale doit être maintenue par des étriers fermés (frettes) dont l'espacement maximum ne doit pas excéder le minimum

des valeurs suivantes soit :

$$s_{\max} = \min(6d_b^{\text{diag}}, 24d_b^{\text{étrier}}, 100\text{mm}) \quad (\text{A7.11})$$

où $d_b^{\text{diag.}}$ et $d_b^{\text{étrier}}$ représente respectivement le diamètre minimal de l'armature diagonale et celui des étriers. Par ailleurs un grillage d'armature secondaire est également pourvu sur les 2 côtés du mur pour tenir le béton endommagé en place et assurer ainsi l'intégrité structurale en cas d'un séisme majeur.

Linteau avec armature conventionnelle

Deux exigences sont requises pour le design des linteaux avec armature conventionnelle notamment la résistance en flexion (armature longitudinale) et la résistance au cisaillement (armature transversale).

a) Résistance en flexion (armature longitudinale)

La quantité minimale et maximale d'armature requise pour la résistance en flexion est donnée par la formule suivante :

$$A_s^{\min} = \frac{1,4b_w d}{f_y} \leq A_s \leq A_s^{\max} = 0,025b_w d \quad (\text{A7.12})$$

Selon l'article 21.5.8.2 du code A23.3-94 l'armature des poutres de couplage doit être ancrée dans le mur selon un encastrement minimal de $1,5 l_d$. l_d représente la longueur de développement d'une barre droite. Le tableau 12.1 du code A23.3 donne la longueur l_d requise.

b) *Résistance au cisaillement (armature transversale)*

Pour permettre la plastification en flexion des linteaux avant celle en cisaillement on détermine l'armature transversale des linteaux comme suit :

- i) On calcul les moments résistants probables positifs et négatifs M_{pr}^+ et M_{pr}^-
- ii) On calcul le cisaillement correspondant V_r soit :

$$V_r = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_b} + \frac{w_f L_b}{2} \leq V_{f,R=1} \quad (A7.13)$$

- iii) Comme indiqué dans l'article 11.3.4, cette résistance doit être inférieur à V_s , la résistance pondérée au cisaillement qu'assure l'armature de cisaillement soit :

$$V_s = 0,8\phi_c \sqrt{f'_c} b_w d > V_r \quad (A7.14)$$

- iv) Ensuite on calcul l'armature transversale A_v ou l'espacement maximum des étriers

$$A_v \geq \frac{V_r S}{\phi_s f_y d} \quad \text{ou} \quad s \leq \frac{\phi_s f_y A_v d}{V_r} \quad (A7.15)$$

- v) On fait ensuite un contrôle sur l'armature ou l'espacement des étriers

$$A_v \geq \frac{0,06 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w s \quad \text{ou} \quad s \leq \frac{A_v f_y}{0,06 b_w \sqrt{f'_c}} \quad (A7.16)$$

- vi) L'article 11.2.11 donne une autre limitation dans le calcul de l'espacement :

$$s \leq \min(600mm; 0,7d) \quad \text{si} \quad \frac{V_f - \phi_p V_p}{b_w d} < 0,1\lambda\phi_c f'_c \quad (\text{A7.17})$$

ou

$$s \leq \min(300mm; 0,35d) \quad \text{si} \quad \frac{V_f - \phi_p V_p}{b_w d} \geq 0,1\lambda\phi_c f'_c \quad (\text{A7.18})$$

- iv) Selon l'article 21.3.3.3 du code la première frette (étrier fermé) doit être disposée à une distance maximale de 50mm de la face d'une pièce porteuse. Elles doivent être posées sur une longueur égale à 2d mesurée à partir de la face du joint. L'espacement maximal des étriers fermés ne doit être :

$$s_{\max} = \min\left(\frac{d}{4}; 8d_b^{\min}; 24d_b^{\text{étrier}}; 300mm\right) \quad (\text{A7.19})$$

En résumé, les linteaux armés diagonalement offrent une résistance au cisaillement plus importante que ceux armés conventionnellement. En effet, dans les poutres de couplages armés conventionnellement les rotations non élastiques proviennent des ductilités de courbure dans les rotules plastiques au niveau des extrémités des linteaux. Ainsi, une limite acceptable sur les contraintes d'acier en tension limitera la courbe de ductilité. De plus, une plus grande demande en ductilité à l'extrémité de ces linteaux pourrait affecter sérieusement leur capacité en cisaillement. Par contre, dans les linteaux armés diagonalement la ductilité de déplacement est proportionnelle à la ductilité de contrainte pour l'acier utilisé. Cela implique que la capacité de déplacement de ces linteaux en termes de rotation sera plus grande que celle des linteaux armés conventionnellement.

BIBLIOGRAPHIE

Adams, J. and Atkinson, G., (2003). Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30:255-271.

Adams, J. and Halchuk, S., (2003). *Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada*, [En ligne] à l'adresse <http://www.seismo.nrcan.gc.ca> (Consulté 5 mai 2004).

Adebar, P., Mutrie, J., and Devall, R. (2004). *Displacement-based design of concrete wall buildings: The 2004 canadian code provisions*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.

Carr, A.J. (1998). *Ruamoko*. University of Canterbury

Chaallal, O., Nollet, M.-J., et Malenfant, P., (1997). Conception sismique des murs de refend couplés. *Revue canadienne de génie civil*, 24 :146.

Chaallal, O., and Nollet, M.-J., (1997). Upgrading the degree of coupling of coupled shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24:986-995.

Chaallal, O., Gauthier, M., and Malenfant, P. (1996). Classification methodology for coupled shear walls. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 122(12):1453-1458.

Chopra, A.K., (2001). *Dynamics of structures Theory and applications to earthquake engineering* (2e éd.). Prentice Hall, New Jersey.

Clough, R., and Penzien, J., (1993). *Dynamics of structures*. Mc Graw-Hill

CNRC-NRC (2003). Ébauche du Code national du bâtiment 2005. *Revue canadienne de génie civil* 30 (Annexe A : Partie 4)

CNRC-NRC, (1996). *Guide de l'utilisateur-CNB1995 : Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4)*. Conseil national de recherches du Canada, Ottawa.

CSA. (1994). *Design of concrete structures for buildings*. Standard CAN3-A23.3-94, Canadian Standards Association, Rexdale. Ont.

CSA. (2002). *Draft Design of concrete structures for buildings*. Standard CAN3-A23.3-04, Canadian Standards Association, Rexdale. Ont.

Davidovicci, V. (1999). *La construction en zone sismique*. Le moniteur, Paris

Elmaraghy, R.(2003). *Cours de formation SAFI 5.9*. Société informatique Safi Inc. Ste-Foy, Québec.

Filiatrault, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. (1^e éd.), Presses internationales Polytechnique, Québec.

Gauthier, D. (1997). Mémoire de maîtrise : *Étude non-linéaire du cisaillement des refends composés de murs couplés sous charges sismiques*. Université de Sherbrooke

Heidebrecht, A.C., (2003). Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30:241-254.

Humar, J.M., and Mahgoub, M.A., (2003). Determination of seismic design forces by equivalent static load method. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30:287-307.

Humar, J.M., Yavari, S., and Saatcioglu, M., (2003). Design for forces induced by seismic torsion. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30:328-337.

Lestuzzi, P., and Badoux, M., (2004). *The γ -model: A simple hysteretic model for reinforced concrete walls*. IS-Institute of structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Lausanne.

Mac Gregor, J. G., Michael, B. F., (2000). *Reinforced Concrete Mechanics and Design* (1e éd.). Prentice Hall, Canada.

Malenfant, P. (1997). Mémoire de maîtrise : *Comportement non-linéaire des refends irréguliers en hauteur sous charges sismiques*. Université de Sherbrooke

Paulay, T. (2001). Seismic response of structural walls: recent developments. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28: 922-937.

Paulay, T., and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York.

Stafford Smith, B., and Coull, A. (1991). *Tall building structures Analysis and Design*. John Wiley & Sons, New York.

Williams, A., (2003). *Seismic design of buidings and bridges*. Oxford University Press, New York.

Zacek, M. (1996). *Construire parasismique : risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation*. Éditions parenthèses, Marseille.