



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

CALCUL SIMPLIFIÉ DES EFFORTS DANS LES ÉLÉMENTS D'UNE  
STRUCTURE NE FAISANT PAS PARTIE DU SYSTÈME DE  
REPRISE DES EFFORTS SISMIQUES

Mémoire de Maîtrise ès Sciences Appliquées  
Spécialité : génie civil

Composition du jury :  
Patrick PAULTRE (directeur)  
Pierre LÉGER (co-directeur)  
Jean PROULX (rapporteur)  
Denis MITCHELL

---

Jonatan BEAUCHAMP



# Résumé

Selon les codes de construction canadiens, dans les bâtiments susceptibles d'être soumis à des efforts sismiques, un système de reprise des forces sismiques (SRFS) doit être défini et il doit être en mesure de reprendre la totalité des efforts latéraux infligés par les tremblements de terre. Cette hypothèse permet de dimensionner le SRFS sécuritairement, mais soulève également une difficulté : déterminer les efforts sismiques dans les éléments n'en faisant pas partie, c'est-à-dire les éléments du système de reprise des charges de gravité (SRCG).

Cette difficulté a même été mise en évidence lors de récents séismes à travers le monde. En effet, plusieurs bâtiments munis d'un SRFS bien défini se sont effondrés ou ont dû être démolis sans que le SRFS n'ait atteint sa pleine capacité. C'est plutôt parce que le SRCG n'a pas été en mesure de subir les déplacements latéraux. Selon les codes de construction canadiens en vigueur (CNBC 2010 et CSA A23.3-14), les efforts dans les éléments ne faisant pas partie du SRFS doivent être déterminés par analyse non linéaire ou par une méthode simplifiée si certains critères sont respectés.

Ce mémoire de maîtrise présente une nouvelle méthode pour calculer les efforts dans les éléments ne faisant pas partie du SRFS basée sur l'analyse dynamique linéaire. Cette nouvelle méthode est basée sur l'hypothèse que si, dans le modèle d'éléments finis d'un bâtiment, la rigidité des éléments qui ne font pas partie du SRFS est réduite par un facteur assez élevé, les déplacements du modèle complet seront égaux à ceux du SRFS et les efforts peuvent être déterminés en les majorant par le facteur de réduction de la rigidité.

La nouvelle méthode est démontrée par le calcul de la réponse sismique de bâtiments de 12 étages en béton armé symétrique et asymétrique. Aussi, ces résultats sont comparés à ceux obtenus à partir de l'application de la méthode d'analyse simplifiée proposée dans la norme canadienne calcul des structures en béton (CSA A23.3-14, art. 21.11.2.2.). Afin d'avoir des valeurs de comparaison cohérentes, des analyses non linéaires dans le temps sont également effectuées.

Les résultats montrent que la nouvelle méthode peut prédire adéquatement le cisaillement et le moment de flexion en requérant moins de temps de modélisation que la méthode simplifiée de la norme A23.3-14. Par conséquent, cette nouvelle méthode est un bon substitut à l'analyse non linéaire pour prédire les forces sismiques dans les éléments ne sont pas considérés partie du SRFS.

Mots-clé : Bâtiment en béton armé, colonnes de reprise des charges de gravité, forces sismiques internes, méthode d'analyse simplifiée, analyse non linéaire temporelle, CSA A23.3-14.

# Remerciements

Je tiens à transmettre mes plus sincères remerciements aux personnes suivantes pour leur contribution, leur collaboration et leur soutien constants qui furent essentiels à la réussite de ce projet :

Le professeur Patrick Paultre, mon directeur de recherche. Il a su éveiller en moi l'intérêt pour les études supérieures en génie et leur importance alors que j'étais encore au baccalauréat. Je tiens également à souligner la confiance qu'il m'a portée en me confiant ce projet formateur et des plus intéressant. Ses précieux conseils et sa générosité incroyable ont été indispensables au succès de cette entreprise.

Le professeur Pierre Léger, mon co-directeur. Il a aussi été d'une aide et d'une inspiration remarquable. Sa rigueur et son professionnalisme ont grandement contribué à la qualité de mes travaux.

Pour son soutien financier par l'octroi d'une bourse de recherche, le professeur Patrick Paultre.

Yannick Boivin, Carl Bernier et Steeve Ambroise, collègues du Centre de Recherche en Génie Parasismique, pour leur support particulier et leur aide technique hors pair.

Mes collègues de l'Université de Sherbrooke pour l'amitié et les échanges que nous avons partagés tout au long de mon parcours étudiant.

Je suis reconnaissant envers ma famille et mes amis pour le soutien moral exceptionnel dont ils m'ont fait part.

À mon épouse Ann-Émilie, je donne le mérite de m'avoir enhardi à poursuivre des études graduées.



---

# Table des matières

Table des figures	iv
Liste des tableaux	v
Liste des symboles	vi
Liste des abréviations	viii
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
<b>2 État de l'art</b>	<b>3</b>
2.1 Événements sismiques passés . . . . .	3
2.2 Dispositions de la norme canadienne de calcul des ouvrages en béton . . . . .	10
2.3 Dispositions du Code national du bâtiment du Canada . . . . .	12
2.4 Provisions des codes américains . . . . .	13
2.5 Leçons tirées des études antérieures . . . . .	14
2.6 Concernant les analyses non linéaires . . . . .	17
2.7 Sommaire de l'état de l'art . . . . .	20
<b>3 Nouvelle méthode de calcul des efforts sismiques</b>	<b>21</b>
3.1 Introduction . . . . .	24
3.2 Current simplified method in CSA A23.3-14 . . . . .	25
3.3 Accounting for core wall inelastic deformation in linear analysis . . . . .	27
3.4 Proposed simplified modal response spectrum method . . . . .	28
3.5 Application of the proposed method . . . . .	29
3.6 Analysis results . . . . .	38
3.7 Conclusion . . . . .	45
<b>4 Conclusions et perspectives futures</b>	<b>47</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>51</b>



---

# Table des figures

2.1	Dommmages aux faces sud et ouest de l'édifice Barrington . . . . .	4
2.2	Stationnement de la <i>California State University</i> . . . . .	5
2.3	Vue en plan et ruine de l'immeuble de la <i>Canterbury Television</i> . . . . .	6
2.4	Plan et élévation de l'Hôtel Grand Chancellor . . . . .	7
2.5	Élévation et vue en plan du complexe de Digiciel . . . . .	8
3.1	Envelope of inter-story drift ratios . . . . .	26
3.2	Plan and elevation of the symmetric building . . . . .	31
3.3	Plan and elevation of the offset core building . . . . .	32
3.4	Details of wall reinforcement . . . . .	33
3.5	Three dimensional view of the studied buildings . . . . .	35
3.6	Displacements in a RC slab-column building (no torsion) . . . . .	39
3.7	Inter-story drifts in a RC slab-column building (no torsion) . . . . .	39
3.8	Forces in a RC slab-column building without considering torsion . . . . .	40
3.9	Displacements in a RC slab-column building (with torsion) . . . . .	41
3.10	Inter-story drifts in a RC slab-column building (with torsion) . . . . .	42
3.11	Forces in a RC slab-column building considering accidental torsion . . . . .	43
3.12	Displacements in a RC slab-column building with offset core (with torsion) . . . . .	44
3.13	Inter-story drifts in a RC slab-column building with offset core (with torsion) . . . . .	44
3.14	Forces in a RC slab-column building with offset core considering torsion . . . . .	45



---

# Liste des tableaux

- 2.1 Comparaison des provisions, excentricité accidentelle de design . . . . . 16
- 3.1 Plastic hinge parameters for its length computation . . . . . 28
- 3.2 Element properties reduction factors for linear analysis . . . . . 30
- 3.3 Modal information for the core wall of the symmetrical building . . . . . 36
- 3.4 Selected artificial accelerograms from Atkinson’s database . . . . . 37
- 3.5 Selected historical accelerograms from NGA-West2 database . . . . . 37

# Liste des symboles

$A_{vd}$	aire d'armature diagonale
$A_{ve}$	aire de cisaillement effective
$A_g$	aire de la section brute
$A_x$	facteur d'amplification pour la torsion
$A_{xe}$	aire de section réduite
$B_x$	rapport qui détermine la sensibilité à la torsion
$C$	matrice d'amortissement de l'équation dynamique
$D$	charge permanente
$D_{nx}$	dimension en plan du bâtiment
$e_{acc}$	excentricité accidentelle
$E_c$	module d'élasticité du béton
$E_{eff}$	module d'élasticité effectif
$f'_c$	résistance spécifiée en compression du béton
$f_y$	contrainte de plastification
$F_{design}$	forces de design
$F_{GNS}$	forces obtenues de la méthode GNS
$F_{sr}$	facteur de réduction de la rigidité des éléments du SRCG
$h_w$	hauteur du mur
$I_e$	moment d'inertie effectif
$I_E$	coefficient de risque parasismique de l'ouvrage
$I_g$	moment d'inertie de la section brute
$I_v$	ratio de la demande à la capacité en cisaillement
$jd$	bras de levier interne pour le calcul du moment agissant dans une section
$k_c$	facteur de confinement du béton
$L$	charge d'occupation
$l_w$	longueur du plus long mur dans la direction de calcul
$M_r$	moment résistant
$M_n$	moment résistant nominal
$N$	nombre d'étages d'un bâtiment
$P$	charge axiale pondérée



$R_d$	coefficient de modification de force lié à la ductilité
$R_o$	coefficient de modification de force lié à la surcapacité
$S_a$	spectre d'accélération de design
$S_{TH}$	spectre d'accélération de l'enregistrement
$T_1$	période naturelle
$T_1^X$	première période latérale selon X
$T_1^Y$	première période latérale selon Y
$T_{min}$	période minimum considérée
$T_{max}$	période maximum considérée
$V_r$	résistance au cisaillement
$V_d$	force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure
$V_e$	force élastique sismique latérale agissant à la base de la structure
$\delta_{avg}$	déplacement moyen à un niveau donné
$\delta_{max}$	déplacement maximal à un niveau donné
$\Delta$	déplacement latéral de design
$\Delta_f$	déplacement latéral obtenu d'une analyse élastique
$\Delta t$	pas de temps
$\gamma_w$	part du facteur de surcapacité non incluse dans $R_o$
$\theta_{mrd}$	demande en rotation minimale
$\mu$	coefficient de raidissement en traction
$\nu$	coefficient de Poisson
$\xi$	pourcentage d'amortissement critique

# Liste des abréviations

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineer
ATC	Applied Technology Council
ATK	Atkinson
CNBC	Code national du bâtiment - Canada
CM	centre de masse
CR	centre de rigidité latérale
DE	<i>design earthquake</i> (ASCE/SEI 7-10)
FE	<i>finite element</i>
FEM	<i>finite element method</i>
GNS	<i>gravity load resisting system with nearly null stiffness</i>
km	kilomètre
LPH	<i>linear plastic hinge</i>
MCE	<i>maximum considered earthquake</i> (ASCE/SEI 7-10)
MSE	<i>mean square error</i>
MPa	mégapascal
NBCC	National building code of Canada
NGA	Next Generation Attenuation
NLTHA	<i>non linear time history analysis</i>
PEERC	Pacific Earthquake Engineering Research Center
PGA	<i>peak ground acceleration</i>
PGV	<i>peak ground velocity</i>
RC	<i>reinforced concrete</i>
s	seconde
SEI	Structural Engineering Institute
SF	<i>scale factor</i>
SFRS	<i>seismic force resisting system</i>
SRCG	système de reprise des charges gravitaires
SRFS	système de reprise des forces sismiques
UHS	<i>uniform hazard spectrum</i>

---

# Introduction

« *All things being equal, the simplest solution tends to be the best one.* »

WILLIAM OF OCKHAM

Les tremblements de terre peuvent causer des dommages considérables aux bâtiments et la perte de milliers de vies. Les ingénieurs et les chercheurs en génie parasismique tentent toujours de construire des bâtiments plus sécuritaires et d'améliorer les techniques de conception des structures afin d'éviter de lourdes catastrophes. L'importance de l'art et de la science de la conception parasismique des structures est mise en évidence lorsqu'on constate que les tremblements les plus mortels sont ceux qui surviennent dans les endroits où les structures sont les plus vulnérables. Tant que la connaissance de l'effet des séismes sur les infrastructures et les bâtiments ne sera pas parfaite, son étude sera pertinente et profitable pour l'humanité.

Depuis le début du XX<sup>ième</sup> siècle, le monde scientifique s'intéresse sérieusement à l'effet des séismes sur les structures, et le génie parasismique prend son origine de cette époque avec la première inclusion de provisions concernant les charges sismiques dans les années 1930. La pratique d'assigner la totalité de la charge sismique à seulement une partie de la structure est incluse dans le *Uniform Building Code* en 1967 et sera de plus en plus répandue dans les décennies qui suivent [39]. On peut alors optimiser les éléments du système de reprise des forces sismiques (SRFS) et ceux du système de reprise des charges de gravité (SRCG) en fonction de leurs sollicitations respectives pour une meilleure performance.

Au Canada, les codes de construction prescrivent explicitement que les bâtiments doivent être munis d'un SRFS bien défini qui est en mesure de reprendre la totalité des efforts latéraux infligés par les tremblements de terre. Pour des bâtiments en béton armé,

ce système est le plus souvent composé de murs de refend, mais peut aussi être un cadre reprenant les moments. L'hypothèse que le SRFS reprend la totalité des efforts sismiques permet de dimensionner ce dernier sécuritairement. Comme toute la structure du bâtiment est sollicitée lors d'un tremblement de terre (et non seulement le SRFS), il est nécessaire de déterminer les efforts sismiques dans les éléments structuraux ne faisant pas partie du SRFS, aussi désignés comme le système de reprise des charges de gravité (SRCG). Toutefois, l'hypothèse d'assigner toute la charge sismique au SRFS rend plus difficile le calcul de la sollicitation du SRCG.

Cette difficulté a même été mise en évidence lors de récents séismes à travers le monde [16, 23, 28, 37, 45]. En effet, plusieurs bâtiments munis d'un SRFS bien défini se sont effondrés ou ont dû être détruits sans que le SRFS ait atteint sa pleine capacité. Ce sont les éléments ne faisant pas partie du SRFS qui ont causé cette ruine. Selon les codes de construction canadiens en vigueur (CNBC 2010 et CSA A23.3-14), les efforts dans les éléments ne faisant pas partie du SRFS doivent être déterminés par analyse non linéaire ou par une méthode simplifiée si certains critères sont respectés.

Le présent document est divisé en deux parties. D'abord, une revue de l'état de l'art est faite afin de mettre en contexte le projet adéquatement. On y étudie le cas de bâtiments pour lesquels, lors d'événements sismiques passés, la défaillance des éléments du SRCG a causé leur ruine. Également, les dispositions de la norme canadienne de calcul des ouvrages en béton (CSA A23.3) et du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) concernant le calcul des efforts des éléments ne faisant pas partie du SRFS y sont résumées. Des leçons concernant le comportement des éléments du SRCG et la modélisation de bâtiments en béton armé sont tirées d'études précédentes et sont aussi résumées dans cette revue de l'état de l'art. La deuxième partie est constituée d'un article soumis à la Revue canadienne de génie civil. Cet article propose un résumé complet et concis des travaux effectués, des résultats et des conclusions tirées de cette étude. Une nouvelle méthode pour le calcul des efforts sismiques dans les éléments supportant les charges de gravité y est présentée et son utilisation est démontrée pour les poteaux de deux bâtiments avec dalles sur poteaux. Les résultats des analyses par méthodes simplifiées sont comparés à des résultats d'analyses non linéaires temporelles en guise de valeurs de référence.

---

# État de l'art

## 2.1 ÉVÉNEMENTS SISMIQUES PASSÉS

Lors de tremblements de terre, des études d'après désastre sont souvent menées pour mieux comprendre le comportement des structures soumises à ces charges et améliorer les techniques de conception parasismique. Pour mettre en évidence le problème visé par la présente recherche, le contexte global est présenté en faisant la revue de structures endommagés lors de trois séismes récents. L'accent est naturellement mis sur les structures où la ruine a été causée par la rupture des éléments supportant les charges de gravité.

### 2.1.1 Tremblement de terre de Northridge en 1994

Le 17 janvier 1994, un tremblement de terre de magnitude M 6.8 a secoué la Californie. Les dommages, évalués à l'époque à 30 milliards de dollars américains, ont été répertoriés dans un rayon de 40 kilomètres de l'épicentre situé à Northridge. Mitchell *et al.* [37] présentent une revue et une analyse des principaux dommages subits par les bâtiments en béton armé près de l'épicentre. La présente section dresse un tableau de quatre de ces cas.

#### 2.1.1.1 Édifice Barrington à Santa Monica

L'édifice Barrington à Santa Monica était un bâtiment médical de six étages comportant des murs de refend placés irrégulièrement. Ces murs devaient reprendre les efforts de séisme et protéger le reste de la structure de la vibration du sol. Or, ceux-ci n'ont pas apporté la protection escomptée aux poteaux courts du périmètre qui ont subi des ruptures en cisaillement. La figure 2.1 montre bien l'importance des dommages aux poteaux périphériques des faces sud et ouest de l'édifice, et ce pourquoi il a dû être démoli. Les murs de refend, eux, ne semblent pas avoir subis de dommages, mais les déplacements permis ont été trop grands pour les poteaux. Si les murs avaient diffusé l'énergie, on y

aurait observé des déformations plastiques. Il a plutôt été observé que ceux-ci n'ont pas été endommagés, mais ont plutôt basculé et ultimement causé la rupture en cisaillement des poteaux [27].

### 2.1.1.2 Structure de stationnement de la *California State University*

Le stationnement de la *California State University* était une structure de trois étages formée d'éléments préfabriqués et coulés sur le site. Le SRFS était un cadre résistant au moment ductile formé des poteaux extérieurs comportant des détails d'armature ductiles permettant de grandes déformations. Les poteaux préfabriqués intérieurs étaient seulement détaillés pour supporter des charges de gravité. Lors du séisme, ils ont subi des ruptures en flexion et en cisaillement. Les poutres principales, perdant ainsi leur support, ont emporté les poteaux de façade dans l'effondrement de la structure. Ces derniers, tel que montré à la figure 2.2, ont témoigné de leur capacité plastique en se déformant abondamment sans se rompre. Notons qu'une telle ductilité locale était souhaitable pour un SRFS. Le problème ici était la trop grande flexibilité du SRFS, l'incompatibilité avec les poteaux préfabriqués, et ainsi la ductilité globale. Cet effondrement remet en question le mélange de cadres ductiles et fragiles dans la même structure et témoigne de l'importance de tenir compte de la flexibilité du diaphragme dans les structures en béton préfabriqué.

### 2.1.1.3 Structures de stationnement du *Northridge Fashion Center*

Le SRFG de deux structures de stationnement en béton préfabriqué du *Northridge Fashion Center* a subi de lourds dommages causant la ruine de la structure. Pour celle



Figure 2.1 – Dommages aux faces sud et ouest de l'édifice Barrington (Photo par Comartin [18])



Figure 2.2 – Déformations dans les poteaux extérieurs de la structure de stationnement de la *California State University* (Photo du domaine public, [commons.wikimedia.org](https://commons.wikimedia.org))

au coin sud-ouest du centre commercial, environ 90 % se sont effondrés. Le SRFS, pour cette structure, était composé de murs de refend perpendiculaires. Des poutres et poteaux préfabriqués reprenaient les charges de gravité. Il y avait des indices pour croire que les poteaux se sont rompus et ont emporté les poutres qui avaient perdu leur support, mais les murs de refend, eux, n'ont subi aucun dommages. Cela peut indiquer que le SRFS n'a pas dissipé l'énergie induite par le séisme comme attendu.

Le stationnement préfabriqué au coin nord-ouest du centre était constitué d'un cadre comprenant des poteaux préfabriqués soutenus latéralement par quatre murs de refend placés symétriquement. Encore une fois, une des causes identifiées de l'effondrement est la rupture d'un poteau conçu pour reprendre des charges de gravité. La perte de support a entraîné l'effondrement du plancher sur trois baies pour les deux étages de la structure. Il est intéressant de noter que les murs de refend n'ont pas montré de signes d'endommagement, soulignant le fait que leur connexion avec le diaphragme était inadéquate et ne permettait pas le transfert efficace des charges latérales vers la fondation.

### 2.1.2 Tremblement de terre de Christchurch en 2011

Le 4 septembre 2010, un tremblement de terre de magnitude M 7.1, connu sous le nom du tremblement de terre de Darfield, a secoué la région de Christchurch, la plus grande



ville de l'île du Sud en Nouvelle-Zélande. Cet événement n'a causé que de légers dommages aux bâtiments et il n'y a eu aucun morts. En revanche, environ 40 répliques de magnitude supérieure à M 5 sont survenues. Le tremblement de terre de Christchurch, de magnitude M 6.2, est une de ces répliques, survenue le 22 février 2011 à environ 6 km du centre de la ville. Les mouvements du sol enregistrés au *Central Business Distric* (CBD) étaient généralement plus élevés que les spectres de design prescrits par le code néozélandais (NZS 1170.5) pour ce secteur. Deux bâtiments et une structure de stationnement en béton armé ainsi que des centaines de bâtiments en maçonnerie non armée se sont effondrés. D'autres bâtiments du CBD ont subi des dommages importants sur des composantes structurales critiques, certains requérant leur démolition. Les dommages s'élevaient à plus de 20 milliards de dollars néozélandais et 185 personnes ont perdu la vie. Elwood a publié un article [28] qui étudie les dommages à plusieurs bâtiments près de l'épicentre du séisme. La présente section se penche sur deux de ces cas.

### 2.1.2.1 Immeuble de la *Canterbury Television* (CTV)

Cet édifice de 6 étages, qui hébergeait la *Canterbury Television* (CTV), était doté d'un noyau de murs de refend au nord et de murs couplés au sud en guise de SRFS (voir figure 2.3). Le noyau était externe au diaphragme et la connexion entre ces deux éléments était limitée à cause de la présence des cages de l'escalier et de l'ascenseur dans le noyau. Bien qu'on ne puisse être certain de la cause exacte de l'effondrement, deux hypothèses sont plausibles. Les poteaux ont peut-être été rompus et ils auraient emporté les dalles avant que de grands efforts ne soient induits au noyau. L'autre hypothèse est que la connexion limitée entre le noyau et les dalles se serait rompue avant l'effondrement, enlevant une grande partie de la résistance latérale de la structure. D'une façon ou d'une autre, l'interaction

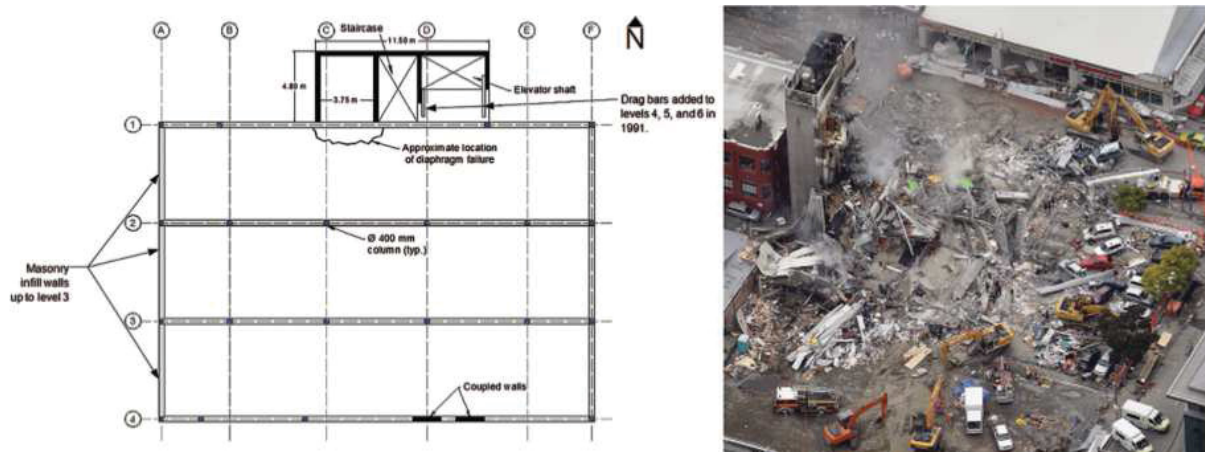


Figure 2.3 – Vue en plan et ruine de l'immeuble de la CTV (Adapté de [28])



entre le SRFS et le SRCG a été en cause dans l'effondrement. Un incendie s'est déclenché immédiatement après l'effondrement de ce bâtiment. L'intervention des secours a donc été retardée causant ainsi la mort de 115 des 185 personnes décédées lors du séisme.

### 2.1.2.2 Hôtel Grand Chancellor

L'Hôtel Grand Chancellor était un bâtiment de 28 étages. Construit entre 1985 et 1988, il était, à ce moment, le plus haut bâtiment de Christchurch. En outre, il comportait quelques irrégularités structurales remarquables. D'abord, le SRFS variait sur la hauteur du bâtiment. Entre les étages 2 et 12, celui-ci était composé de murs de refend et entre les étages 15 et 28, il était plutôt composé d'un cadre périphérique résistant au moment. De plus, la première baie du côté est du bâtiment était en porte à faux et des poutres de transfert profondes de deux étages supportaient les étages 2 à 14 par un tirant. Ces poutres étaient, à plusieurs endroits, appuyées sur les murs de refend adjacents. Ces derniers devaient alors supporter une charge axiale particulièrement grande. Les ruptures critiques, qui ont engendré la ruine du bâtiment et nécessité sa démolition ultérieure, sont situées à la base du mur D5-6 au rez-de-chaussée et au sommet des poteaux C6, C5 et B5 au niveau 10. L'analyse des dommages laisse croire que l'impact des charges axiales sur les murs et les forces transférées aux poteaux n'ont pas été évalués avec justesse.

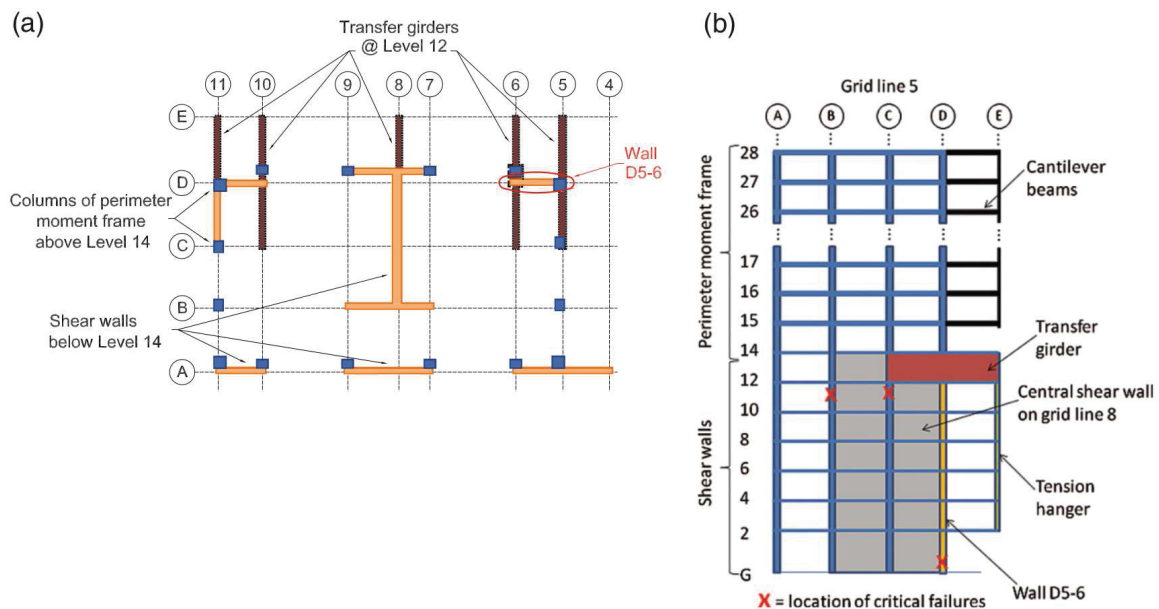


Figure 2.4 – (a) Plan et (b) élévation de l'Hôtel Grand Chancellor (Tiré de [28])

### 2.1.3 Séisme d'Haïti en 2010

Le 12 janvier 2010, un séisme de magnitude M 7.0 a frappé l'île d'Haïti. La zone la plus affectée a été la capitale, Port-au-Prince, en raison de sa proximité de l'épicentre et de l'importante concentration de population. La dévastation a été immense avec plus de 300 000 morts, 1 500 000 sans-abris et 500 000 personnes relocalisées. Deux articles [16, 45] ont été consultés pour la rédaction de cette section qui porte sur un complexe d'immeubles de bureaux, conçu par des ingénieurs et architectes, qui s'est assez bien comporté lors du séisme. Le complexe de Digiciel était composé de 2 parties : (1) une partie haute constituée d'un bâtiment haut de 12 étages et (2) une partie basse constituée de 3 bâtiments de 2 étages. Au sous-sol, une aire de stationnement était présente pour l'ensemble du complexe. Chaque bâtiment a été construit séparément et indépendamment l'un de l'autre. C'est-à-dire que bien qu'il n'y avait pas d'espace entre ceux-ci, il n'y avait pas de liens ni de coulées continues entre les bâtiment du complexe.

#### 2.1.3.1 Partie haute du complexe de Digiciel (12 étages)

La partie haute du complexe de Digiciel, le bâtiment de 12 étages, avait un SRFS bien défini composé de murs de refend. Il y avait 2 murs en « L » aux coins nord et sud et 2 murs en « U » autour des cages d'escalier et d'ascenseurs aux coins ouest et est. L'immeuble s'est tout de même bien comporté, car, après inspection, il était sécuritaire pour être occupé et les dommages observés étaient tous réparables. Il y avait évidemment des dommages non structuraux, comme des plafonds suspendus décrochés et des bureaux

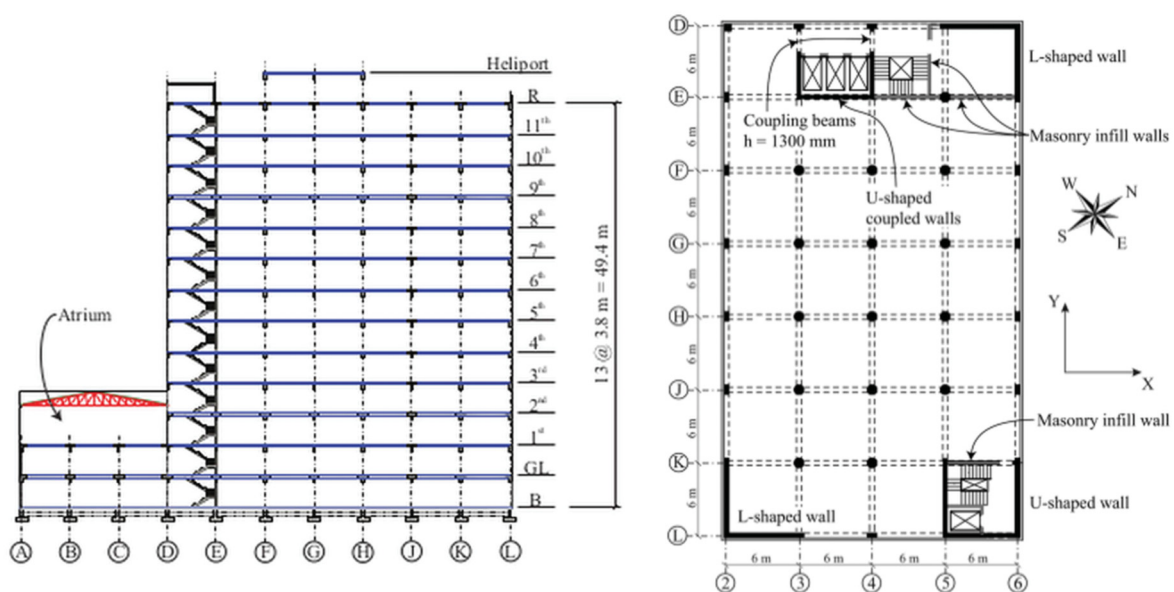


Figure 2.5 – Élévation et vue en plan du complexe de Digiciel (Tiré de [16])

et des étagères renversées. Des murs de maçonnerie ont aussi encaissé une partie des secousses en développant des fissures de cisaillement. Les dommages les plus notables étaient toutefois ceux observés sur les poutres et les poteaux des 5 étages supérieurs. En effet, le béton de la base de ces poteaux s'était émietté en résultat d'une mauvaise qualité de béton ou de mise en place. À ces étages également, les poutres connectées directement aux murs de refend ont subi, à divers endroits, de l'écrasement de béton, des pertes d'adhérence et du flambement d'armatures. Ces endommagements ont été occasionnés par de grandes déformations en flexion. Des fissures dans les joints poutre-poteau et les céramiques de planchers brisées témoignent de ces déformations. Il convient de noter que les murs du SRFS n'ont subi presque aucun dommage en comparaison aux poutres et aux poteaux du SRCG.

### 2.1.3.2 Partie basse du complexe de Digiciel

Dans la partie basse du complexe, le SRFS de chaque bâtiment était un cadre résistant au moment. Les dommages y étaient plus importants que dans la partie haute. En effet, les 3 bâtiments ont dû être démolis et, pour des raisons de sécurité, un seul était accessible pour inspection. L'analyse des dommages [16] concerne ce dernier bâtiment, qui est située dans le périmètre formé des axes A, D, 2 et 6 (voir la figure 2.5). Comme mentionné plus tôt, les 4 parties du complexe ont été construites indépendamment, sans fixations ni coulées monolithiques. Cela a fait en sorte que, lors du séisme, des collisions entre la partie haute et la partie basse du complexe ont causé des dommages importants à cette dernière. Au niveau du stationnement, des poteaux intérieurs se sont brisés en flexion et en cisaillement à cause de mauvais détails d'armature. Au même niveau, des poteaux de périphérie se sont également rompus, cette fois-ci, en cisaillement, à cause de la présence de demi-murs de maçonnerie créant des poteaux courts. Également, le toit métallique de l'atrium s'est effondré.

### 2.1.4 Sommaire des événements sismiques passés

Les exemples présentés mettent en évidence les principaux problèmes que peuvent subir les éléments supportant les charges de gravité des bâtiments en béton armé. Il est clair que l'omission de la prise en compte de l'effet des séismes ou l'utilisation d'une méthode inadéquate pour le faire peut être cruciale dans le design de ces éléments.

## 2.2 DISPOSITIONS DE LA NORME CANADIENNE DE CALCUL DES OUVRAGES EN BÉTON

Les cas de structures endommagées présentés à la section 2.1 ont mis en évidence la nécessité que le dimensionnement des poteaux supportant des charges de gravité tienne compte de l'effet des séismes. Du point de vue réglementaire, cette réalité est reconnue depuis déjà un certain temps. En effet, la norme canadienne de calcul des ouvrages en béton (CSA A23.3) exige que les poteaux soient en mesure de tolérer les déformations latérales causées par les séismes depuis 1984. Le problème soulevé récemment par Adebar *et al.* [3] est que la méthode d'analyse dynamique linéaire communément utilisée pour déterminer les efforts ne tient pas compte des profils de déformations inélastiques des bâtiments. Il en résulte une sous-estimation de la demande sismique sur les poteaux. En réaction à ce problème, de nouvelles dispositions ont été intégrées dans une mise à jour de la norme CSA A23.3-04 (*update 3*) émise en août 2009 [21] afin d'assurer un design sécuritaire. En 2014, une nouvelle édition de la norme CSA A23.3 a été publiée [22]. Dans celle-ci, une méthode d'analyse simplifiée est proposée pour permettre aux concepteurs d'éviter d'avoir recours à l'analyse non linéaire.

### 2.2.1 Dispositions de l'édition 2004 de la norme de calcul des ouvrages en béton

Dans le but de garantir un niveau minimal de ductilité et de résistance des éléments d'ossature qui ne sont pas réputés faire partie du SRFS, l'article 21.12 de la norme de calcul des ouvrages en béton [21] prescrit les procédures et les mesures à prendre pour leur design. Les nouvelles provisions de la mise à jour de 2009 concernent d'abord l'analyse pour déterminer les forces induites dans ces éléments structuraux. L'analyse doit maintenant satisfaire aux exigences suivantes : (a) elle doit inclure la structure complète dans la configuration déformée selon le déplacement de design, (b) le profil des déformations plastiques du SRFS doit être considéré et (c) les propriétés des éléments structuraux ne faisant pas partie du SRFS doivent correspondre aux sections non fissurées. Notons que cette dernière exigence (c) a été modifiée en 2014 pour permettre la prise en compte de la fissuration. Ces exigences clarifient l'intention de la norme voulant que l'analyse nécessaire pour démontrer le comportement élastique des éléments ne faisant pas partie du SRFS soit non linéaire. Une analyse non linéaire temporelle (en anglais : *Non linear time history analysis*) est basée sur l'intégration de l'équation d'équilibre dynamique du système (voir la section 2.6). Le travail requis pour en réaliser une est de taille, notamment parce qu'il faut calculer la réponse pour plusieurs historiques de mouvement du sol et représenter adéquatement le comportement inélastique des sections de la structure. Le temps de cal-

cul informatique et l'expertise requis peuvent aussi être très importants. Lorsqu'une telle analyse n'est pas mise en œuvre, on doit considérer que les éléments subiront des déformations plastiques et fournir l'armature nécessaire pour assurer le comportement ductile. Des étriers minimums et une limite sur l'axe neutre sont prescrits (CSA A23.3-04, art. 21.12.2.5 et 21.12.2.6).

### 2.2.2 Méthode simplifiée pour l'analyse des bâtiments à murs de refend

L'utilisation de la méthode simplifiée est permise lorsque le SRFS est composé de murs de refend ou de murs couplés. Cette méthode se présente sous la forme d'une enveloppe des ratios de glissements interétages (fig. 3.1). Sur cette figure, l'enveloppe de ratio des glissements ne passe pas par l'origine, mais possède une valeur initiale de 0,7 à la fondation. Cette valeur est choisie pour assurer la simplicité de la définition de la courbe. Elle est également justifiée par la rotation additionnelle à la base causée par les mouvements d'une fondation non rigide ou la courbure des murs de refend qui se prolongent sous le niveau du sol et les déformations en cisaillement dans les murs [25]. Les simulations de Dezhdar [24] sont faites avec la fondation idéalisée comme étant rigide. On y voit que l'enveloppe de ratio des glissements passe par l'origine et augmente rapidement dans les premiers mètres d'élévation en raison de la formation de rotule plastique à la base du bâtiment. On calcule le ratio de glissement interétage  $\delta_i$  à chaque étage à partir du ratio de ce dernier au ratio global  $\Delta/h_w$ . Ce ratio de glissement est ensuite multiplié par la hauteur de l'étage pour obtenir les déplacements relatifs et tracer la courbe des déplacements latéraux à imposer à la structure. Le déplacement  $\Delta$  est le déplacement latéral de design déterminé par une analyse en accord avec le CNBC, c'est-à-dire une analyse dynamique (ou statique équivalente si les conditions sont remplies) du SRFS [20]. L'imposition des déplacements sur un modèle par éléments finis de la structure permet d'obtenir directement les efforts de flexion et de cisaillement des éléments. Les efforts axiaux des éléments verticaux doivent être déterminés en additionnant les efforts de cisaillement provenant des éléments horizontaux supportés. La norme prévoit aussi que, dans la région de la rotule plastique du SRFS, la demande en courbure minimale des poteaux et des murs ne doit pas être moindre que la demande en rotation à la base. Pour un mur de refend (CSA A23.3-14, art. 21.5.7.2), la demande en rotation est calculée

$$\theta_{id} = \frac{\Delta_f R_o R_d - \Delta_f \gamma_w}{h_w - \frac{l_w}{2}} \geq \theta_{mrd} \quad (2.1)$$

et pour un mur couplé (CSA A23.3-14, art. 21.5.8.4.2)

$$\theta_{id} = \frac{\Delta_f R_o R_d}{h_w} \geq \theta_{mrd} \quad (2.2)$$

Dans les équations 2.1 et 2.2, les variables sont

$\Delta_f$  : Déplacement obtenu d'une analyse élastique

$R_d$  : Coefficient de modification de force lié à la ductilité

$R_o$  : Coefficient de modification de force lié à la surcapacité

$\gamma_w$  : Part du facteur de surcapacité non incluse dans  $R_o$

$l_w$  : Longueur du plus long mur dans la direction de calcul

$\theta_{mrd}$  : Demande en rotation minimale. Elle vaut 0.003 pour  $R_d = 2.0$  et 0.004 pour  $R_d = 3.5$

D'autre part, Adebar *et al.* [6] proposent un nouveau facteur d'amplification pour tenir compte de l'augmentation des efforts de cisaillement causés par les effets inélastiques des modes supérieurs dans les murs simples. Ce dernier est fonction de la période fondamentale du bâtiment étudié et est limité à 1.5. Cette limite supérieure est imposée en raison (1) de la réserve de ductilité en cisaillement des murs, (2) du fait que l'effort de cisaillement maximal survient seulement sur un cycle très court, et (3) de l'occurrence non simultanée du cisaillement maximal et de la courbure maximale alors que le calcul suppose qu'elle l'est.

### 2.3 DISPOSITIONS DU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA

Au Canada, les règles pour calculer les charges à appliquer aux structures sont prescrites dans le chapitre 4 du volume 2 du CNBC [20]. L'article 4.1.8 prescrit les charges et effets causés par les séismes à considérer. Plusieurs clauses touchent le SRFS et les éléments qui ne sont pas réputés en faire partie. Soulignons d'abord que le SRFS, qui doit être clairement défini, doit être calculé de façon à résister à la totalité des charges sismiques. En d'autres mots, la résistance latérale des éléments ne faisant pas partie du SRFS ne peut pas être mise à contribution pour résister aux séismes. Toutefois, on doit tenir compte du fait que la structure complète se déplace sous l'effet des tremblements de terre. Les éléments du SRCG doivent être analysés pour démontrer leur élasticité ou une capacité non linéaire suffisante pour soutenir leurs charges causées par la pesanteur lorsqu'ils subissent des déformations produites par un séisme (CNBC 2010 art. 4.1.8.3. 4)). Pour les structures en béton, cela implique d'analyser le bâtiment au complet, aux déformations anticipées, pour déterminer les efforts dans les éléments du SRCG, ou de fournir une armature permettant les déformations plastiques selon les exigences de la norme [22]. Le code prévoit que les déformations latérales sont déterminées au moyen de calculs d'élasticité linéaire statiques ou dynamiques. La méthode d'analyse par défaut est maintenant l'analyse dynamique, mais la méthode statique peut encore être utilisée sous certains critères. Dans les deux cas, les effets de la torsion doivent être pris en compte et les déformations obtenues doivent

être multipliées par  $R_d R_o / I_E$  pour donner des valeurs plus conformes à la réalité en tenant compte de la ductilité et de la surcapacité de la structure. Les périodes de vibrations du bâtiment utilisées dans le calcul des forces statiques équivalentes ou dynamiques sont habituellement celles du SRFS analysé seul. Toutefois, si la rigidité ajoutée par les éléments ne faisant pas partie du SRFS réduit la période du mode fondamental de plus de 15 %, cette dernière est plutôt utilisée. En général, lorsque l'influence des éléments ne faisant pas partie du SRFS est préjudiciable à la structure, elle doit être prise en compte. Ces conditions impliquent qu'il faut au moins deux modèles en trois dimensions pour le design des bâtiments.

**Modèle du SRFS** Contient seulement les éléments du SRFS et les éléments rigides, tels que les murs de maçonnerie, qui ne sont pas séparés de la structure. Il sert principalement à déterminer les forces sismiques et les déformations anticipées.

**Modèle du bâtiment complet** Comprend les masses et les rigidités de la structure entière. Ce modèle est utilisé pour calculer l'effet des autres charges et déterminer les irrégularités de la structure.

Pour un design conventionnel basé sur la force, ces modèles sont construits dans un logiciel d'éléments finis pour y effectuer une analyse linéaire dynamique de la réponse spectrale. Une méthode statique équivalente peut aussi être utilisée si certains critères géométriques ou spectraux sont respectés. La force de cisaillement à la base obtenue par analyse statique de la réponse est aussi utilisée comme valeur plancher afin de garantir une plus grande sécurité lors d'analyses dynamiques. L'article 4.1.8.12. 8) du CNBC stipule que si le cisaillement à la base  $V_d$  est inférieur à 80 % de la force de calcul sismique latérale statique  $V$  (CNBC, art. 4.1.8.11), on considère  $V_d$  égal à  $0,8V$  pour un bâtiment régulier. Dans le cas d'un bâtiment irrégulier, l'article 4.1.8.12. 9)  $V_d$  est égal à la plus grande valeur entre  $V_d$  calculé dynamiquement et 100% de  $V$ .

## 2.4 PROVISIONS DES CODES AMÉRICAINS

Deux niveaux d'intensité sismique sont définis dans la norme ASCE/SEI 7-10 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* [7]. Le MCE correspond à l'intensité maximale considérée par la norme pour un emplacement donné. Le DE est l'intensité de design, qui est définie comme les deux tiers des effets correspondants pour le niveau MCE. Les structures analysées sont assignées à une catégorie de risque (*Seismic Design Category*) en fonction de l'intensité du spectre de design (DE) et de la catégorie de risque. Ces catégories sont définies en incréments de A à F, F étant la catégorie la plus exigeante. Pour les éléments ne faisant pas partie du SRFS de structures assignées à une catégorie



de risque allant de D à F, la norme ASCE/SEI 7-10 exige que la compatibilité des déformations soit vérifiée afin que les éléments structuraux non compris dans le SRFS soient dimensionnés pour être en mesure de supporter les charges de gravité et les forces résultant du déplacement sismique de design.

La norme ACI 318-14 *Building Code Requirements for Structural Concrete* [1] définit le déplacement sismique de design comme étant le déplacement du SRFS soumis au tremblement de terre d'intensité de design (DE) en tenant compte de l'effet de fissuration du béton, de flexibilité des fondations et la déformation des planchers et des diaphragmes. La procédure recommandée par Moehle [39] pour répondre à ces exigences est de calculer les déplacements de design en considérant seulement la contribution latérale du SRFS. Ensuite, ces déplacements sont imposés au reste de la structure, c'est-à-dire le SRCG. Toutefois, Moehle recommande de vérifier également la compatibilité des déformations avec l'intensité maximale de tremblement de terre considérée (MCE).

## 2.5 LEÇONS TIRÉES DES ÉTUDES ANTÉRIEURES

Plusieurs études concernant le comportement des structures en béton armé lors des tremblements de terre ont été consultées. Une attention a été portée sur l'effet du système de reprise des charges de gravité, la demande sismique dans les éléments secondaires et la modélisation de structures soumises à des séismes.

### 2.5.1 Effet du système de reprise des charges de gravité sur la réponse des bâtiments

Dans un design, la réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est souvent calculée en tenant seulement compte du comportement du SRFS. Les éléments n'en faisant pas partie peuvent toutefois avoir une influence considérable sur la réponse des bâtiments. Waugh et Sritharan [52] suggèrent que l'inclusion de l'effet des poteaux supportant des charges de gravité est primordiale au calcul de la réponse de structures soumises aux séismes et traitent le sujet à l'aide d'un essai à grande échelle et d'un modèle par élément fini. En effet, il a été observé lors des essais que les poteaux peuvent contribuer significativement à la résistance aux forces latérales. Cette contribution est expliquée, du moins pour le mur de refend testé, par le fait que des poteaux situés près du côté en compression du mur étaient comprimés et d'autres poteaux, situés près du côté en tension du mur, étaient tendus, en raison de l'interaction avec la dalle. Avec une distance finie entre les poteaux, un couple résistant au moment est alors formé.

D'autre part, il y a des cas où les poteaux provoquent une demande latérale additionnelle. Citons par exemple les bâtiments avec des façades inclinées. Dans ce cas, les



contraintes de compression causées par les charges de gravité ont une composante horizontale qui engendre un moment de renversement [26]. On appelle cette composante les charges latérales induites par la gravité. De plus, pour un bâtiment soumis à des charges latérales, des effets P- $\Delta$  peuvent être induits par le SRCG. Alors que le bâtiment fléchit, les charges de gravité, par moment P- $\Delta$ , produisent des charges latérales additionnelles sur le SRFS [39].

## 2.5.2 Demande sismique dans les éléments secondaires

Peu de recherches ont été menées sur la détermination de la demande sismique dans les éléments ne faisant pas partie du système de reprise des charges sismiques, aussi appelés éléments secondaires. Adebar *et al.* [2] mentionnent que les déformations en flexion des murs contrôlent le glissement d'un bâtiment dans les étages supérieurs et que, dans la zone de déformation plastique, autant la contribution des déformations en cisaillement qu'en flexion est significative. Pour des poteaux supportant les charges de gravité, qui subissent leur charge axiale maximale dans la zone de rotule plastique des murs de refend, ces déformations ont encore plus d'importance. Bien que les poteaux ne se déforment généralement pas en cisaillement, à cause des charges axiales importantes qui empêchent l'ouverture de fissures diagonales et les déformations en tension, les déformations en cisaillement dans le mur peuvent augmenter la demande en rotation, les moments de flexions et les contraintes de compression des poteaux [13]. L'équation 2.3 est proposée pour estimer la déformation en cisaillement  $\gamma$  dans la zone de rotule plastique d'un mur de refend en fonction de la demande en courbure  $\phi$ , de la longueur du mur  $l_w$  et de la position de l'axe neutre  $c$ .

$$\gamma = 0,58\phi \left( \frac{l_w}{2} - c \right) \quad (2.3)$$

Un autre facteur qui influence la déformation des poteaux dans un bâtiment est le rapport entre la rigidité des poteaux et celle des planchers. Pour un plancher relativement flexible, comme une dalle sur poteaux, ce dernier n'induit pas de moment de flexion additionnel important dans les poteaux et transmet seulement les déformations latérales du bâtiment. Ces dalles peuvent souvent être modélisées comme des barres rigides rotulées reliant les murs et les poteaux pour une analyse de la réponse aux charges latérales. Une dalle sur poutres, qui présente une grande rigidité en flexion, peut transférer aux poteaux des moments de flexion localisés importants et causer un glissement de poteau plus grand que celui du bâtiment.

### 2.5.3 Prise en compte de la torsion

Lors des tremblements de terre, plusieurs facteurs contribuent à la torsion des bâtiments. En plus de la torsion inhérente causée par l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité latérale (CR), un effet de torsion additionnelle est aussi présent. Celui-ci est causé principalement par la composante rotationnelle des mouvements du sol, par l'incertitude quant à la distribution de la masse, par la rigidité et par le point de plastification ainsi que par la plastification non simultanée des éléments structuraux opposés. Ces phénomènes ne sont habituellement pas représentés explicitement dans les analyses numériques et on utilise plutôt ce qu'on appelle l'excentricité accidentelle de design. Le tableau 2.1 montre un résumé des provisions des divers codes pour la prise en compte de la torsion accidentelle. Dépendant des pays, ce paramètre varie entre 5 et 10% de la dimension horizontale du bâtiment  $D_{nx}$ .

Cette différence notable reflète les contradictions des résultats de recherche des dernières décennies. Par exemple, Pekau et Guimond [46] ont conclu qu'une excentricité accidentelle  $e_{acc} = 0.05D_{nx}$  était inadéquate pour considérer les effets de dégradation asymétrique et qu'une valeur plus élevée  $e_{acc} = 0.10D_{nx}$  donnait des résultats plus justes. Or, Ramadan *et al.* [47] ont trouvé que l'excentricité accidentelle est souvent moins élevée que  $0.05D_{nx}$ . Anagnostopoulos *et al.* [8] suggèrent que, moyennant plus de recherche en ce sens, l'excentricité accidentelle pourrait même être abolie, sauf pour les structures parfaitement symétriques.

Tableau 2.1 – Comparaison des provisions pour tenir compte de l'excentricité accidentelle de design

Méthode d'analyse	Code de bâtiment		
	Canada	États-Unis	Europe
	CNBC	ASCE7-10	EC8-2004
Statique équivalente	$\pm 0.10D_{nx}$	$A_x(\pm 0.05D_{nx})^{\S}$	$\pm 0.05D_{nx}$
Réponse spectrale	$\pm 0.10D_{nx}$ ou CM décalé de $0.05D_{nx}$	$A_x(\pm 0.05D_{nx})^{\S}$ ou CM décalé de $0.05D_{nx}$	$\pm 0.05D_{nx}$

Tableau adapté de Roy *et al.* [48].

<sup>§</sup> Pour les irrégularités en torsion assignées aux catégories C, D, E ou F  
 $A_x = (\delta_{max}/1.2\delta_{avg})^2$ , et  $1.0 \leq A_x \leq 3.0$ .

## 2.6 CONCERNANT LES ANALYSES NON LINÉAIRES

À divers endroits dans ce document, on fait référence au concept d'analyse non linéaire. Il est donc pertinent de le décrire un peu plus. Ici, le terme analyse non linéaire fait référence à une analyse pas-à-pas de la réponse temporelle d'une structure soumise à un tremblement de terre en tenant compte de la non-linéarité du comportement de la structure lorsqu'il y a endommagement de celle-ci. On distingue deux types de non-linéarité : (1) la non-linéarité géométrique et (2) celle des matériaux. Le *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEERC) a publié un rapport [10] qui présente des recommandations quant à l'analyse non linéaire des bâtiments multi-étagés. La présente section est fortement inspirée des recommandations formulées dans ce rapport. Le but d'une analyse non linéaire est de capturer les changements de propriétés de la structure et les mécanismes d'endommagement. C'est actuellement le meilleur outil pour prédire la réponse d'un bâtiment soumis à plusieurs intensités de mouvement du sol.

Bien qu'il existe des formulations par éléments finis très élaborées, des modèles simplifiés, par exemple des modèles à sections fibres ou à rotules concentrées, sont souvent préférés pour leur formulation plus simple et pour l'économie de temps de calcul. Dans ces composantes, certains phénomènes de dégradation sont capturés implicitement de façon plus ou moins empirique.

### 2.6.1 Propriétés et charges probables

Étant donné qu'on cherche la réponse de la structure la plus proche de la réalité, les propriétés mécaniques et les charges de gravité attendues doivent être utilisées au lieu des valeurs pondérées habituellement utilisées pour un design. Ces propriétés attendues sont basées sur la médiane d'un grand échantillon. Pour la charge de gravité, un calcul tenant compte (1) de la probabilité que la totalité de la charge d'occupation soit appliquée sur tout le bâtiment et (2) de celle que la charge d'occupation survienne en même temps qu'un tremblement de terre donne le cas de chargement suivant.

$$1.0D + 0.4 \times 0.5 \times L = 1.0D + 0.2L \quad (2.4)$$

Dans l'équation 2.4,  $D$  est la charge permanente,  $L$  est la charge d'occupation, 0.4 est le facteur pour prendre en compte la probabilité (1) et 0.5 est celui pour prendre en compte la probabilité (2). Pour une charge d'entreposage, le cas de chargement devient donc

$$1.0D + 0.5L . \quad (2.5)$$

### 2.6.2 Détérioration et effet P- $\Delta$

Les deux types de non-linéarité sont pris en compte de différentes façons dans les modèles analytiques. Pour la détérioration des matériaux, on fait appel à des courbes de contraintes-déformations en tenant compte des chargements cycliques. Le modèle doit aussi incorporer la redistribution des contraintes et les mécanismes de rupture. La non-linéarité géométrique, aussi appelée effet P- $\Delta$ , est causée par les charges appliquées à une configuration déformée de la structure. Ces effets sont aussi implémentés dans le modèle analytique sur le système de reprise des charges latérales et les éléments qui supportent les charges de gravité.

### 2.6.3 Amortissement

Pour ce qui est de l'amortissement visqueux, on doit tenir compte du fait qu'une partie de la dissipation d'énergie (l'amortissement hystérétique) est représentée dans le modèle analytique de dégradation. Le pourcentage d'amortissement critique utilisé peut être vu comme l'énergie dissipée qui n'est pas modélisée. Il faut choisir judicieusement le pourcentage d'amortissement critique pour définir  $\mathbf{C}$  sans compter les effets d'amortissement déjà inclus dans la courbe d'hystérésis. La valeur suggérée pour  $\xi$ , le taux d'amortissement critique, est entre 2 % et 5 %. Le taux d'amortissement étant plus petit pour les bâtiments élevés, en guise de référence, les équations

$$\xi = \alpha/30 \quad (\text{Pour } N < 30) \quad (2.6)$$

$$\xi = \alpha/N \quad (\text{Pour } N \geq 30) \quad (2.7)$$

ont été proposées [10]. Dans celles-ci,  $\alpha$  est un facteur pris entre 60 et 120 (près de 60 pour une structure en acier, et près de 120 pour une structure en béton) et  $N$  est le nombre d'étage du bâtiment.

### 2.6.4 Sélection d'accélérogrammes pour analyses dans le temps

Le choix des accélérogrammes et leur mise à l'échelle ont une grande influence sur les résultats d'analyses non linéaires dans le temps et de nombreuses méthodes ont été développées. Au Canada, ils doivent être choisis et pondérés pour la meilleure correspondance possible au UHS. Le UHS est le spectre de réponse d'aléa uniforme, c'est-à-dire que la probabilité de dépassement est la même pour toutes les périodes. Michaud et Léger [36] ont examiné l'efficacité de plusieurs d'entre elles afin d'éclairer pour le choix d'une méthode de sélection et de mise à l'échelle. Les méthodes de mise à l'échelle retenues par cette étude sont les méthodes SA( $T_1$ ), SIa, ASCE, ATC, ATK et MSE.

La méthode SA( $T_1$ ) consiste à mettre à l'échelle un enregistrement en le multipliant par le rapport de l'accélération spectrale cible sur celle de l'enregistrement pour la période naturelle  $T_1$  de la structure.

Pour la méthode SIa, on trouve un facteur de façon à faire correspondre l'aire sous la courbe du spectre de l'enregistrement à celle sous la courbe cible entre deux périodes choisies en fonction de  $T_1$ .

La méthode présentée par l'*American Society of Civil Engineering* (ASCE) est similaire à la méthode SIa, mais la plage des périodes pour l'intégrale est prescrite de  $0.2T_1$  à  $1.5T_1$ . Aussi, l'intégrale du spectre de réponse doit être égale ou plus grande que le spectre UHS, ce qui génère des facteurs d'échelle plus élevés que les autres méthodes.

L'*Applied Technology Council* (ATC) propose une méthode en deux étapes. D'abord, chaque accélérogramme choisi est mis à l'échelle pour que la vitesse maximum au rocher (PGV) soit égale à la PGV moyenne. Ensuite, un facteur d'échelle unique,  $FA$ , est calculé, pour tous les enregistrements en suivant la formule

$$FA = \frac{S_a(T_1)}{\text{Médiane } S_{TH}(T_1)} \quad (2.8)$$

La méthode ATK est la méthode de mise à l'échelle proposée par Atkinson [12]. Cette méthode permet, en plus de la mise à l'échelle, de sélectionner des accélérogrammes appropriés. Pour une plage de périodes et un échantillon initial d'accélérogrammes sélectionnés en fonction de la déaggrégation du site, on calcule  $S_a/S_{TH}$  à chaque période. Les accélérogrammes pour lesquels l'écart type de  $S_a/S_{TH}$  est le plus bas sont ceux qui correspondent le mieux au spectre de design et c'est eux qui sont sélectionnés et mis à l'échelle en multipliant par la moyenne de  $S_a/S_{TH}$  pour chaque accélérogramme donné.

La méthode MSE s'appelle ainsi pour *mean square error*, c'est-à-dire, l'erreur quadratique moyenne. L'erreur est calculée selon

$$MSE = \frac{\sum_i w(T_i) [\ln(S_a(T_i)) - \ln(S_{TH}(T_i))]^2}{\sum_i w(T_i)} \quad (2.9)$$

dans laquelle  $w(T_i)$  est une fonction de poids qui sert à donner plus d'importance à certaines périodes. Le facteur d'échelle est calculé afin de minimiser la MSE.

Selon les travaux de Michaud et Léger [36], la méthode la plus conservatrice est celle de L'ASCE. Aussi, les méthodes SA( $T_1$ ), SIa et MSE sont plus fiables que les méthodes ASCE, ATC et ATK, car elles présentent des résultats moins dispersés. Il est également recommandé d'utiliser la moyenne des réponses de 7 accélérogrammes plutôt que le maximum de celles de 3 accélérogrammes. Lorsque la distribution des résultats est recherchée, un plus grand nombre d'accélérogrammes doit être utilisé.

## 2.7 SOMMAIRE DE L'ÉTAT DE L'ART

Les événements sismiques passés décrits montrent l'utilité du projet. Des éléments secondaires bien détaillés sont critiques pour la conception de structures durables résistantes aux séismes. Les dispositions des codes canadiens en vigueur et les percées pertinentes de la recherche sont résumées clairement, définissant le contexte réglementaire et technologique du projet. Finalement, l'analyse non linéaire, concept qui est amplement utilisé en guise de comparaison avec la nouvelle approche proposée, et ses particularités sont présentées.

---

# Nouvelle méthode de calcul des efforts sismiques

## AVANT-PROPOS

### Auteurs et affiliation :

J. Beauchamp : étudiant à la maîtrise, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

P. Paultre : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

P. Léger : professeur, Polytechnique Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

**Date de soumission : 15 janvier 2016**

**État de l'acceptation : Article soumis**

**Revue : Revue Canadienne de génie civil**

**Titre français :** Une méthode simple pour déterminer la demande sismique dans les éléments supportant les charges de gravité


**Contribution au document :** Cet article contribue au mémoire en présentant de manière concise les résultats obtenus et les conclusions tirées. On y présente la nouvelle méthode de calcul des efforts sismiques et son utilisation est présentée à l'aide d'exemples. Elle est comparée à d'autres méthodes d'analyse pour évaluer sa justesse et son efficacité.

**Résumé français :**

Cet article présente une nouvelle méthode pour calculer les efforts internes dans les éléments du système de résistance aux charges gravitaires (SRCG) ne faisant pas partie du système de reprise des forces sismiques (SRFS) basée sur l'analyse dynamique linéaire. Les codes canadien (CNBC 2010) et américain (ASCE7-10) exigent que ces efforts soient déterminés en fonction de la configuration de déplacement correspondant au tremblement de terre de dimensionnement. Cette nouvelle méthode est basée sur le fait que si les propriétés de rigidité élastique des éléments ne faisant pas partie du SRFS sont négligeables comparées à celles du SRFS, seulement ce dernier participe à la résistance latérale et les déplacements du SRCG correspondent à ceux du SRFS seul. Le bien-fondé de la nouvelle méthode est démontré par le calcul de la réponse sismique de bâtiments de 12 étages en béton armé symétrique et asymétrique. Aussi, ces résultats sont comparés à ceux obtenus à partir de l'application de la méthode d'analyse simplifiée proposée dans la norme de calcul des structures en béton (CSA A23.3-14, art. 21.11.2.2.). Afin d'avoir des valeurs de comparaison cohérentes, des analyses non linéaires temporelles sont également effectuées. Les résultats montrent que la nouvelle méthode peut prédire l'effort tranchant et le moment de flexion aussi bien que la méthode simplifiée de la CSA A23.3-14. Par conséquent, cette nouvelle méthode d'analyse est un bon substitut à l'analyse non linéaire pour prédire les forces sismiques dans le SRCG.

**Note :** À la suite des corrections demandées par les membres du jury, le contenu de cet article diffère de celui qui a été soumis.





---

# A Simple Method for Determining Seismic Demands on Gravity Load Frames

## ABSTRACT

This paper presents a new method based on modal response spectrum analysis to compute internal forces in structural elements belonging to gravity framing not part of the seismic force resisting system (SFRS). The Canadian (NBCC 2010) and American (ASCE7-10) codes require that demands on these gravity load resisting system (GLRS) be determined according to the displaced configuration corresponding to the design ground motions. The proposed new method uses the fact that if the linear stiffness properties of the GLRS not part of the SFRS have negligible values compared to those of the SFRS, only the latter will provide lateral resistance. Displacements of the GLRS then correspond to those of the SFRS alone. The new method is illustrated by computing the seismic responses of a symmetric and an asymmetric 12 storeys reinforced concrete (RC) building. Also, these results are compared to those obtained from the application of the simplified analysis method proposed in the Canadian standard for the design of concrete structures (CSA A23.3-14, art. 21.11.2.2). To study more coherent comparative results, non linear time history analyses are also performed. Results show that the new method can predict shear and bending moment with more ease than the simplified method from CSA A23.3-14. Therefore, this new simplified method is a good substitute to predict seismic forces in elements not considered part of the SFRS.

**Key-words :** Reinforced concrete, gravity frames, shear wall, coupled walls, simplified analysis method, non linear time history analysis, CSA A23.3-14.

### 3.1 INTRODUCTION

In the National Building Code of Canada (NBCC) the seismic design process starts with the selection of the seismic force resisting system (SFERS) that is required to entirely resist the design seismic forces. This part of the design process is quite straightforward as it simply requires to analyse a finite element model that does not include elements not part of the SFERS. For the rest of the structure, the gravity load resisting system (GLRS), two design approaches are available. They can be designed to either (1) demonstrate sufficient ductility to sustain lateral displacements induced by the SFERS or (2) to possess sufficient capacity to deform elastically. The current NBCC [41] and concrete standards [22] gives guidance on both options. In United-States, it is required that elements not part of the SFERS be adequate to sustain gravity loads combined with the seismically induced lateral displacements [7]. Also, in similarity to the Canadian design of concrete structures standard [22], the American Concrete Institute code (ACI 318-14) gives different detailing requirements depending on the lateral displacement magnitude [1].

The elastic capacity approach is particular, because it requires an analysis of the complete structure to determine seismic internal forces in elements part of the GLRS in the deformed configuration. The difficulty is that, while considering that all the seismic demand is taken by the SFERS results in a safe design of the latter, it leaves no clue as to how much seismic forces is carried in the rest of the structure. It is then impossible to rationally allot part of the seismic forces to the elements that are not a part of the SFERS. For this reason, the default method specified in the NBCC for the GLRS is a non linear transient analysis accounting for inelastic deformations in the SFERS. This gives a realistic estimate of how the entire building would really behave in an earthquake and thus allows for the determination of design forces in the GLRS. However, non linear transient analyses (NLTHA) are tedious and not typically required for common buildings in Canada, thus making it impractical for the analysis of the GLRS of simple common buildings. Alternative simplified methods are required to achieve an equally safe design more easily. Such a simplified method is proposed in the new edition of the standard for the design of concrete structures [22]. This method is displacement-based and it is detailed in section 3.2 of this paper. A new alternative method (section 3.4) that assign loads on the GLRS without reducing those on the SFERS is proposed herein. Its main advantages are its simple implementation with commonly used finite element models and conservative results as compared to the reference values, the results from NLTHA.

The proposed method is important because failure of GLRS elements is one of the main causes leading to the collapse of reinforced concrete (RC) buildings during earthquakes. For example, during the 1994 Northridge earthquake [37], some frames designed only

for gravity loads failed and caused the ruin of the buildings. This was also the case for damage to some engineered structures during the 2010 Haiti earthquake [16] and the total collapse of some buildings during the 2011 Christchurch earthquake [28]. An accurate and simple approach is needed to properly account for seismic forces induced in these elements. Non linear time history analyses are tedious and the current simplified method in A23.3-14 would benefit from further applications and comparisons with other approach for 3D buildings, particularly if the torsional response is significant.

This paper presents and apply a new simplified method that can, with as much accuracy as that of A23.3-14, predict internal forces in GLRS elements while being easier to implement in a design context. The paper also clarifies some hypotheses behind alternative analysis methods for the GLRS seismic design. First, the formulation of the work done in developing the current A23.3-14 simplified method is reviewed. Modelling assumptions related to the proposed method are then presented with applications to two 12 storeys RC flat slab shear wall buildings.

The scope of this paper is limited to shear and bending forces in RC columns even though the proposed method can also give forces in beams in frame-wall structures. The seismic contribution to axial forces in columns was investigated, but it was found insignificant when combined with gravity axial loads. Therefore, it is not presented in this paper. In all analyses, shear deformation of the shear walls and foundation rotation are not considered to simplify calculations, to focus on interactions between the SFRS and the GLRS and to facilitate comparisons among the different analysis methods. These aspects can, however, be included in the analysis procedure presented in this paper.

### **3.2 CURRENT SIMPLIFIED METHOD IN CSA A23.3-14**

In its latest update (2014), the Canadian standard for the Design of concrete structures specify general requirements about the analysis to determine seismic forces induced in the GLRS. The complete building has to be laterally deformed according to the design displacement profile. Because the whole seismically induced forces must be resisted by the SFRS, the design displacements are computed accordingly. Also, the analysis shall account for the SFRS' inelastic displacement profile using a non linear model of the SFRS or a linear model with appropriately reduced stiffness.

If the SFRS is composed of shear walls or coupled walls, a simplified method is allowed to design GLRS elements (CSA A23.3-14, art. 21.11.2.2). Figure 3.1 presents the envelope of drift ratio that can be used to compute a displacement profile representative of the SFRS inelastic deformations. These displacements can then be applied to a linear model of the building for a fast evaluation of GLRS element forces. However, considering that

one of the advantages of the finite element method (FEM) is to give design forces and displacements in a single computation cycle, the A23.3-14 method is less convenient. When torsion is considered (as it should be), the top displacement is different for each column. Therefore, multiple profiles must be computed and applied to the model, thus requiring more computing time when compared to the proposed method (see sections 3.3 and 3.4) which can give the forces for all members of the GLRS with a single load case per seismic loading direction.

The A23.3 drift ratio profile was obtained from multiple non linear analyses performed on thirteen cantilever shear walls with an idealized perfectly rigid foundation. Dezhdar and Adebar [25] defined the drift ratio value of 0.7 at the base of a structure to account for increase inter-story drift at the base of a shear wall due to deformation of foundation, inelastic curvature in stories that extend below the base and also shear strain.

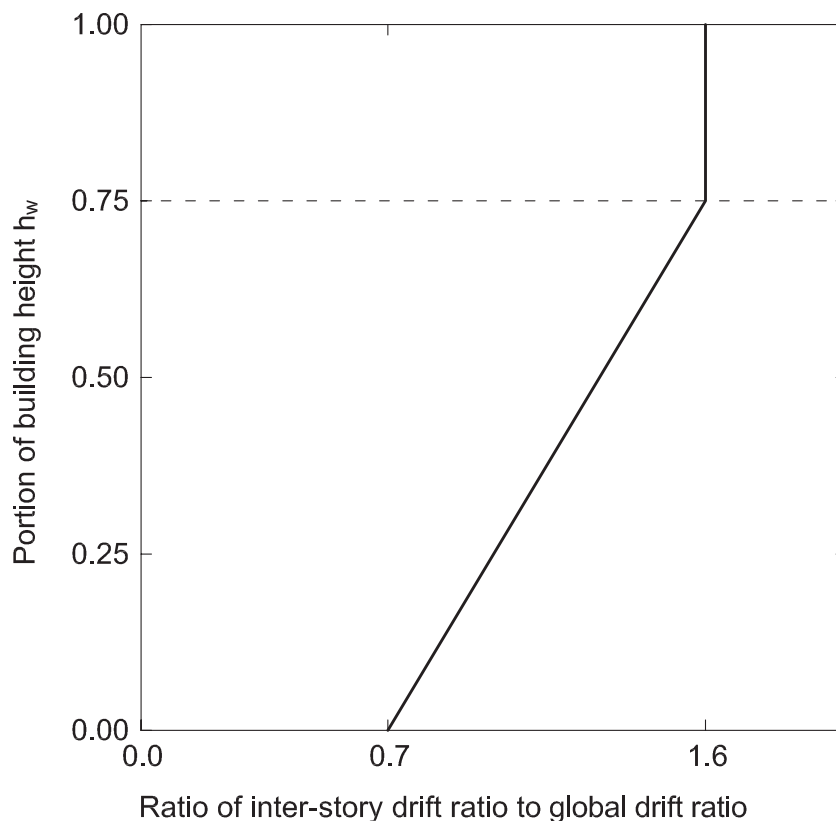


Figure 3.1 – Envelope of relative inter-story drift ratio for simplified analysis of core-wall buildings in CSA A23.3-14

### 3.3 ACCOUNTING FOR CORE WALL INELASTIC DEFORMATION IN LINEAR ANALYSIS

When computing seismic forces and displacements in core wall buildings from response spectrum analysis, it is required by current standards to reduce the gross stiffness properties of structural elements to account for concrete cracking and reinforcement yielding. A well-known equation, proposed by Paulay [43], to determine the effective stiffness over the full height of a shear wall is

$$E_c I_e = \left( 0.6 + \frac{P}{f'_c A_g} \right) E_c I_g \quad (3.1)$$

With a typical axial load for a wall  $P = 0.10 f'_c A_g$ , this equation gives  $E I_e = 0.70 E I_g$ . Equation 3.1 was included in the 2004 edition of the CSA A23.3 Standard Design of concrete structures. In the CSA A23.3-14 Standard, the following equation proposed by Adebar and Dezhdar [5] to determine the effective stiffness of walls was adopted:

$$E_c I_e = \left[ 1.0 - 0.35 \left( \frac{R_d R_o}{\gamma_w} - 1 \right) \right] E_c I_g \quad \geq 0.5 E_c I_g \quad \text{and} \quad \leq 1.0 E_c I_g \quad (3.2)$$

In equation 3.2,  $\gamma_w$  is the ratio of the flexural load corresponding to nominal resistance to the factored load on the wall, designated as the over-strength factor. For the core wall building studied herein (fig. 3.2), equation 3.2 gives, for the coupled and cantilever directions respectively  $E_c I_e = 0.5 E_c I_g$  and  $E_c I_e = 0.82 E_c I_g$ .

Such equations give an estimate of the structure's global behaviour, but does not reflect the concentration of deformations that occurs at plastic hinge locations. This behaviour is better captured through non linear analysis, but research has shown that a linear model can be modified to accurately represent seismic forces and deformations in the plastic hinge zone. For example, Dezhdar [24] estimated the curvature demand of shear walls by running response spectrum analyses on models with reduced stiffness at the base and mid-height. A23.3-14 Standard also hints toward this approach by stating that "*in lieu of using a non linear model of the SFRS, a linear model with appropriately reduced properties at plastic hinge locations may be used to estimate the inelastic displacement profile*" (CSA A23.3-14, art. 21.11.2.1 b)).

This led to the development of the analysis procedure corresponding to the results identified latter on as linear plastic hinge (LPH). The idea with this procedure is to reduce the core wall elastic modulus with a global coefficient as described by equation 3.1, or 3.2 and to reduce it furthermore in the predicted plastic hinge location. That way, deformations are more important in the plastic hinge zone. Many equations have been developed to estimate the plastic hinge length. It is common to express them with the

following parametric formula:

$$h_p = \alpha \ell_w + \beta h_w \quad (3.3)$$

where  $\alpha$  and  $\beta$  are specific parameters,  $\ell_w$  is the wall length and  $h_w$  is the wall height.

Results presented in section 3.6.4 have shown that plastic hinges reduced elastic modulus equal to half that of the rest of the core wall gives satisfactory results. The wall stiffness reduction being  $E_{eff} = 0.7E_c$  (see table 3.2), this gives a reduction of  $E_{eff} = 0.35E_c$  for the plastic hinge zone. This corresponds to the minimum reduction factor value recommended in the American Concrete Institute ACI 318-14 code [1].

### 3.4 PROPOSED SIMPLIFIED MODAL RESPONSE SPECTRUM METHOD

The proposed method is based on modal response spectrum analyses (RSA) to avoid using the more complicated non linear analysis transient methods. The proposed method uses two 3D structural models, one representing only the SFRS and the other representing the complete building. As required by NBCC 2010, these two models are used to determine the building's fundamental period to calculate the lateral seismic force and to design the SFRS. Once the information needed from the complete building model is extracted, the axial, shear and bending stiffnesses of its GLRS elements are reduced to a small fraction of their initial stiffness values by multiplying them by a factor  $F_{sr}$  equal to  $10^{-2}$  to  $10^{-3}$ . This factor is determined so that the complete building model with reduced GLRS stiffness has quasi similar modal characteristics as the SFRS alone. In this study, it was found that  $F_{sr} = 10^{-2}$  gave good results. This method is labelled GLRS with nearly null stiffness (GNS). Response spectrum analysis of this model produce nearly vanishing GLRS element internal forces corresponding to those that occur when all seismic loads is attributed to the SFRS. The design forces  $F_{GLRS}$  in these elements are determined as follows :

$$F_{GLRS} = F_{GNS} \times F_{sr} \times \frac{V_d}{V_e} \times \frac{R_d R_o}{I_e} \quad (3.4)$$

where  $V_d$  is the lateral earthquake design force at the base of the structure,  $V_e$  is the lateral earthquake elastic force at the base of the structure,  $R_d$  is the ductility related

Table 3.1 – Plastic hinge parameters for its length computation

Method	$\alpha$	$\beta$	$h_p$ Coupled	$h_p$ Cantilever
Mattock [34]	0.4	0.05	5.793	4.993
Sawyer [49]	0.2	0.075	5.329	4.929
CSA A23.3-14	0.5	0.1	9.065	8.065

force modification factor,  $R_o$  is the overstrength-related force modification factor,  $I_e$  is the earthquake importance factor as defined in the NBCC [41] and  $F_{GNS}$  are the reduced forces acting in the elements from the GNS.

The implementation of the new simplified methods is done as follows :

1. Prepare model 1 of the SRFS.
2. Prepare model 2 of the complete structure (SRSF and GLRS).
3. Compute  $V_d$ ,  $V_e$  in accordance with the NBCC.
4. In model 2, reduce the stiffness of the GLRS by multiplying by  $F_{sr}$  to get the GNS model.
5. Using a copy of the GNS model, reduce the stiffness of the plastic hinge zone to get the LPH model (section 3.3).
6. Perform RSA analyses with GNS model and LPH models.
7. Compute internal forces in the elements of the GLRS from equation (4.1) for GNS and LPH stiffness reduction.

Note that the LPH stiffness reduction is optionnal.

In contrast, if the envelope of drift ratio simplified method of the CSA A23.3-14 (CSA) method is used, the top column displacements obtained from analysis of the GNS model are used as input values to compute the drift ratios and impose lateral displacements profiles for each column.

### 3.5 APPLICATION OF THE PROPOSED METHOD

For each building studied in this project, three different linear analysis methods and one non linear transient approach are used. The three linear analysis methods: (i) the envelope of drift ratio simplified method of the CSA A23.3-14 (CSA), (ii) the GLRS with nearly null stiffness (GNS), and (iii) the linear plastic hinge with reduced stiffness (LPH) are carried out using RSA with ETABS [19] finite element program. Non linear time history analyses (NLTHA) are carried using SeismoStruct software [51] to produce reference values.

#### 3.5.1 Studied buildings

Two sample buildings are analysed to study the proposed methods. The structure shown in figure 3.2 is taken from the Cement Association of Canada's Concrete design handbook [38]. This 12 story RC building has a central core wall which is a cantilever wall in the east-west direction and a coupled wall systems in the north-south direction. The studied buildings are located in Montreal on stiff soil, which is a site class D according to

the NBCC-10. The building shown in figure 3.3 is identical, but with the core 6 meters offset to the north. Both buildings are then very similar and they allow for an investigation of torsional effects. Torsion sensitivity is assessed from NBCC (NBCC, art. 4.1.8.11.9) by evaluating the parameter  $B_x$  defined as follows:

$$B_x = \delta_{max}/\delta_{ave} \quad (3.5)$$

where  $\delta_{max}$  is the maximum displacement and  $\delta_{ave}$  is the average displacement of the structure at level  $x$ . The maximum value of  $B_x$  is  $B = 1.77$  for the symmetric building and  $B = 4.00$  for the offset core building. For the symmetric building,  $B_x$  is relatively constant, but there is a concentration of torsional displacements near the base of the offset core building. Because of the relatively large  $B$  factors, torsional effects must be evaluated through RSA or non linear dynamic analysis (NBCC, art. 4.1.8.11.10)b)).

### 3.5.2 Sections and detailing

The design of the buildings was carried out according to CSA A23.3-04 and NBCC 2010. Because the offset core building (figs 3.3 and 3.5b) has the same SFRS as the symmetric building and because minimum reinforcement requirements mostly govern the design, the same detailing is used. Vertical reinforcement patterns for the core wall are shown in figure 3.4. It consists in 4-25M of concentrated reinforcement at each end and corner of the "C" wall and 10M at 200 mm c/c of distributed reinforcement elsewhere. Table 3.2 shows the A23.3-14 stiffness reduction factors used for structural elements prior to the additional reduction factors presented in section 3.3 for the linear plastic hinge (LPH) method. Table 3.1 shows the plastic hinge length of the walls calculated with different parameter values. In the following, it was assumed that the plastic hinge length extended to the level of the second floor.

Table 3.2 – Element properties reduction factors for linear analysis

Element type	Effective property
Column, stories 1-3	$I_e = 0.65I_g$
Column, stories 4-9	$I_e = 0.60I_g$
Column, stories 10-12	$I_e = 0.55I_g$
Coupling beam	$A_{ve} = 0.45A_g ; I_e = 0.4I_g$
Slab frame element	$I_e = 0.2I_g$
Wall	$E_{eff} = 0.7E_c$



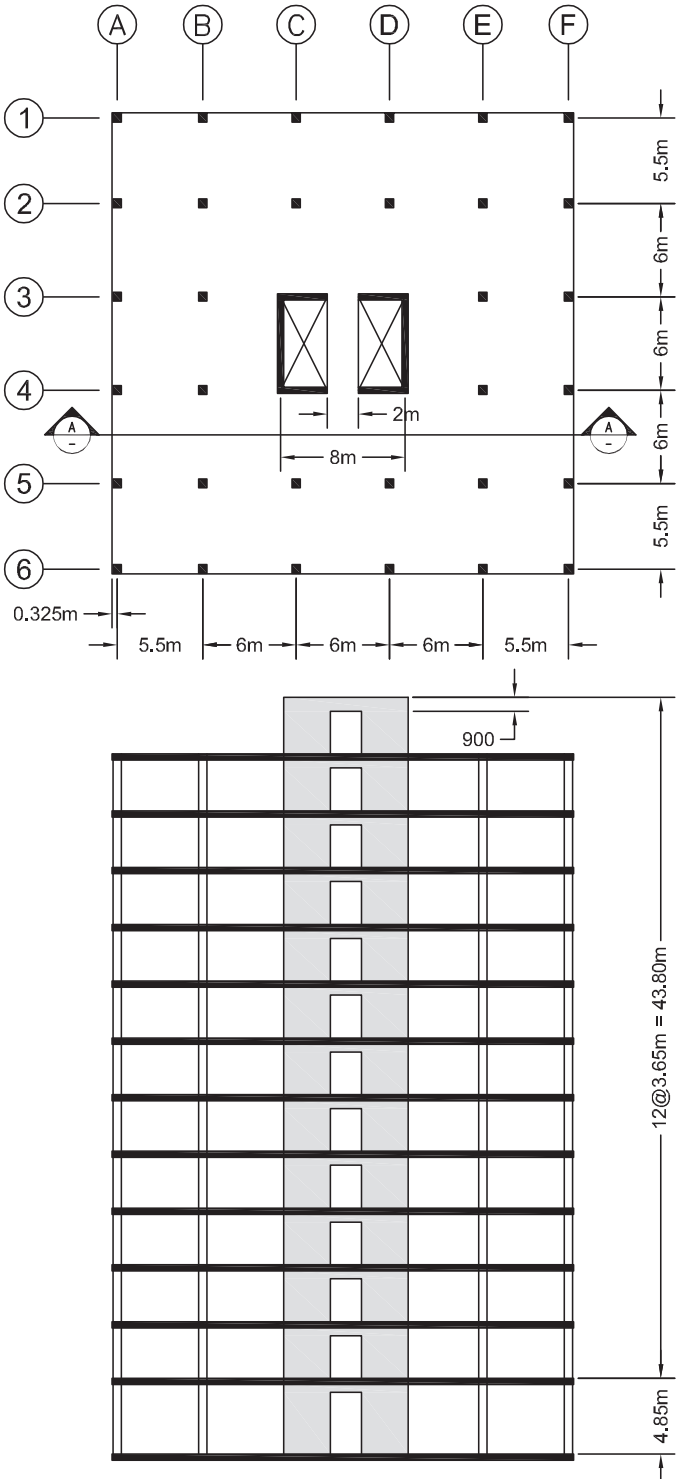


Figure 3.2 – Plan and elevation of the symmetric building

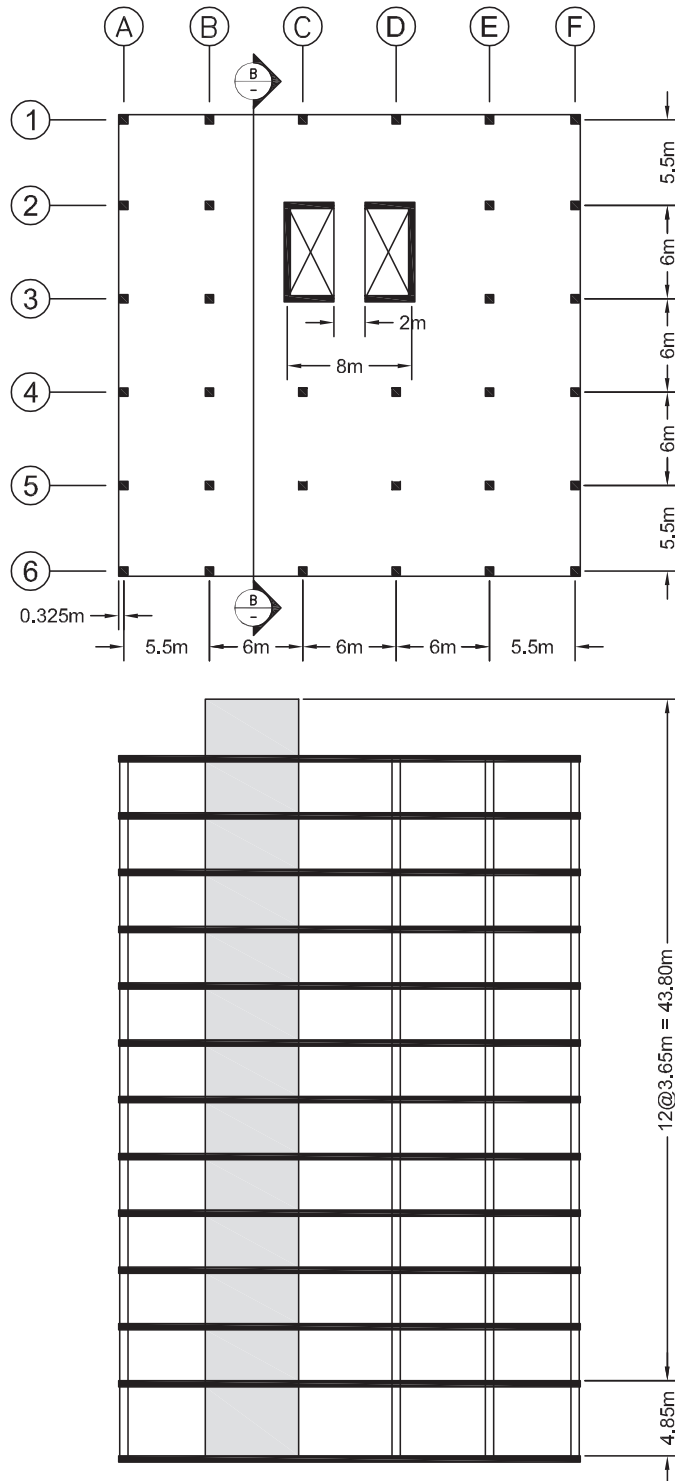


Figure 3.3 – Plan and elevation of the offset core building

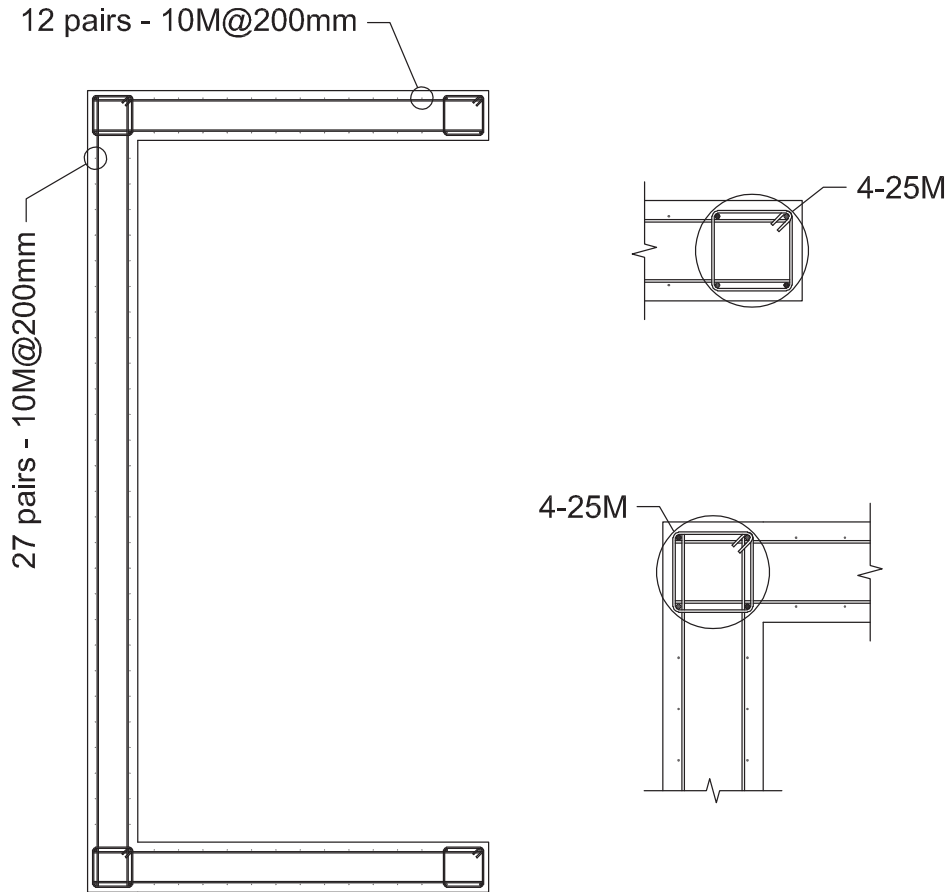


Figure 3.4 – Details of wall reinforcement

### 3.5.3 Finite element modelling strategy

To accurately represent the buildings, the following modelling strategy is intended to be as simple and straightforward as possible. For the linear model using ETABS, elastic frame elements are used to model the slabs and columns while the walls are modelled with elastic shells. For the non linear transient models using SeismoStruct, the NBCC's requirement is simply that the wall's inelastic profile be taken into account. Moreover, because of the hypothesis that all inelastic deformations are concentrated in the SFRS, only the latest is modelled with non linear elements. The rest of the structure, the columns and the slabs, are modelled with elastic frame elements, just as in the linear models. The walls are discretized with inelastic rectangular fibre elements with the flange walls linked to the web wall through rigid link constraints. Figure 3.4 shows details of the wall reinforcement. In the fiber elements model of the C-shape walls, half of the corner area is assigned to the web wall and the other half is assigned to the flange walls. According to Beyer *et al.* [14], this is the preferred discretization to model U-walls with inelastic wide-column.

Fibre based sections are used to obtain the sectional stress-strain state of the element through integration of the materials' uniaxial non linear constitutive laws.

### 3.5.3.1 Shear deformation in walls

Kara and Dunder [32] stated that the influence of shear deformation increases with lateral loads and as the aspect ratio of shear walls decreases. A parametric study by Huang and Kwon [31] shows that for period greater than  $T = 1.0$  s, accurately capturing the entire hysteretic shear behaviour does not greatly improve the precision of the global displacement results and fibre section models may be used. Additionally, if the structure is not shear critical, meaning it is flexure critical, fibre section models can be used regardless of period. The criteria proposed by Huang and Kwon [31] to determine the failure mode is called the shear force demand-capacity ratio and is expressed as:

$$I_v = \frac{M_r}{V_r h_w} \quad (3.6)$$

where  $M_r$  is the bending moment resistance and  $V_r$  is the shear force resistance at the base of a wall with height  $h_w$ . If  $I_v$  is greater than 1, the element is shear critical and if its less than 1, the element is expected to exhibit a flexural failure mode.

For the moment  $M_r$  and shear  $V_r$  resistances at the base and the length  $h_w$  of the considered walls,  $I_v$  varies from 0.085 to 0.229, meaning the SFRS is flexure critical. According to the work of Huang and Kwon [31], shear deformations does not need to be explicitly modelled. However, Bazargani [13] claims that, even though shear deformation is negligible compared to the global lateral displacement of a RC building, it can be a significant part in the plastic hinge region. Nonetheless, it was decided to neglect the hysteretic shear comportment of the walls for simplification while comparing different analysis methods.

### 3.5.3.2 Material constitutive laws

The modelled buildings are assumed to be made entirely of concrete with 30 MPa compressive strength. The elastic modulus  $E_c = 24974$  MPa and the Poisson's ratio  $\nu = 0.2$  are used to define the material used for all linear frame sections. Reinforcing steel follows the Menegotto-Pinto steel material law [35]. As implemented by Monti *et al.* [40], this model includes the hardening rules proposed by Filippou *et al.* [30]. According to SeismoStruct's user manual [50], this material curve is specifically designed for reinforcement in RC structures. Parameters are calibrated to represent  $f_y = 400$  MPa steel, with typical values for the elastic modulus  $E_s = 200$  GPa and the strain hardening ratio  $\mu = 0.005$ . The concrete material laws is defined with an uniaxial constant confinement model based on the constitutive relationship proposed by Mander *et al.* [33].

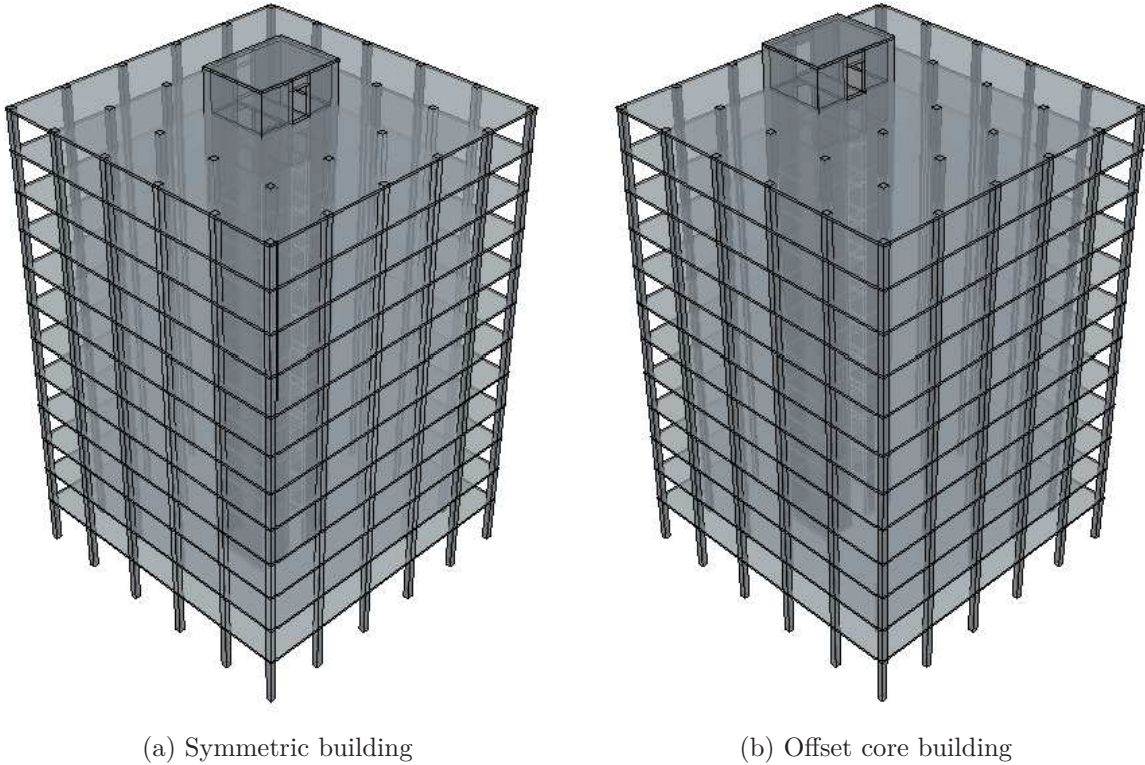


Figure 3.5 – Three dimensional view of the studied buildings

### 3.5.4 Consideration of torsion

Various recommendations are made in Canadian code and standards to take into account torsion in seismic analysis. The NBCC 2010 [41] recommends to use a static torsional moment with an accidental eccentricity equal to  $\pm 0.10D_{nx}$ . Three-dimensional dynamic analysis with offset centre of mass is allowed for non torsionally sensitive buildings ( $B < 1.7$ ). Pekau and Guimond [46] among others also recommend a 10% eccentricity value as they found that the 5% value does not include non simultaneous degradation effects. However, other codes, such as EC-8:2004 and IBC 2012, recommend a 5% value. Also, other researchers, like Ramadan *et al.* [47], suggest that accidental eccentricity may often be lower than 5% [8].

To avoid overestimating accidental torsion and to get comparable results from each analysis procedure, it is chosen to offset nodal masses by  $\pm 0.05D_{nx}$  in each direction for linear and non linear analyses. A combination is performed for two orthogonal directions. For RSA analyses, this is done by adding 100% of the seismic load effect in one direction with 30% of that of the perpendicular direction. For NLTHA, two perpendicular components of the ground motion recordings are simultaneously applied.

### 3.5.5 Ground motion records selection

Ground motions acceleration records are selected to use in NLTHA. Nine artificial accelerograms are selected from Atkinson’s database [11] and seven historical records from Pacific Earthquake Engineering Research Center’s NGA West2 database [42]. The adopted selection method consists of choosing the records for which the spectral shape best matches the design spectrum for a specified period range. The selected accelerograms are then linearly scaled over this period range.

As recommended by FEMA [29], this period range should be from  $T_{min}$  to  $T_{max}$ , where  $T_{max}$  is defined as twice the maximum of  $T_1^X$  and  $T_1^Y$  and  $T_{min}$  is the least of  $0.2T_1^X$  and  $0.2T_1^Y$ . This gives a minimum period range (with the fundamental periods taken from table 3.3) of 0.17 s to 3.62 s. Also, to get a period range that includes at least 90% of the modal mass, the minimum period considered must be 0.14 s. The adopted period range is then 0.1 s to 4.0 s.

Tables 3.4 and 3.5 show the selected accelerograms and their scale factors. They also show the mean and standard deviation of the ratio of the scaled spectrum,  $S_{TH}$ , over the design spectrum,  $S_a$ . These ratios allows to quantify how well the selected accelerograms match the design spectrum. It shows that Atkinson’s accelerograms yield a more conservative spectrum with higher mean  $S_{TH}/S_a$  ratios while NGA West2’s match it more closely with smaller standard deviations of the  $S_{TH}/S_a$  ratios.

Table 3.3 – Modal information for the core wall of the symmetrical building

Mode number	Period (s)	Cumul. Modal Mass Ratio (%)	
		Lat. EW	Lat. NS
1	1.81	0.00	65.84
2	1.70	71.07	65.84
3	0.44	88.30	65.84
4	0.34	88.30	87.88
5	0.20	93.59	87.88
6	0.14	93.59	94.72

Table 3.4 – Selected artificial accelerograms from Atkinson’s database

Accelerogram	Mag.	Dist.	SF §	Mean †	Std ‡
East-7d1-16-17	7.0	20.6 km	0.614	1.02	0.153
East-7d1-17-18	7.0	20.6 km	0.652	1.04	0.193
East-7d1-18-16	7.0	20.6 km	0.578	1.04	0.223
East-7d1-21-19	7.0	20.1 km	0.538	1.03	0.183
East-7d1-26-27	7.0	19.6 km	0.545	1.05	0.257
East-7d1-27-25	7.0	19.6 km	0.588	1.05	0.230
East-7d1-28-29	7.0	17.0 km	0.526	1.04	0.193
East-7d2-01-02	7.0	41.6 km	1.00	1.04	0.220
East-7d2-03-01	7.0	41.6 km	0.989	1.05	0.240

§ Scale Factor

† Mean of the  $S_{TH}/S_a$  ratio for the scaled accelerogram‡ Standard deviation of the  $S_{TH}/S_a$  ratio for the scaled accelerogram

Table 3.5 – Selected historical accelerograms from NGA-West2 database

Earthquake	RSN	Mag.	SF §	Mean †	Std ‡
Loma Prieta, 1989	767	6.93	0.56	0.979	0.137
Northridge, 1994	987	6.69	0.85	0.980	0.168
Northridge, 1994	1021	6.69	3.71	0.955	0.164
Chi-Chi, 1999	2954	6.20	2.82	0.974	0.163
Parkfield, 2004	4135	6.00	2.77	1.028	0.133
Parkfield, 2004	4137	6.00	2.33	0.965	0.153
Darfield, 2010	6949	7.00	2.39	1.01	0.145

§ Scale Factor

† Mean of the  $S_{TH}/S_a$  ratio for the scaled accelerogram‡ Standard deviation of the  $S_{TH}/S_a$  ratio for the scaled accelerogram

### 3.5.6 Gravity loads and damping

In a technical report by the PEER’s Applied Technology Council [10], the recommended load case for gravity loads in a NLTHA is:

$$1.0D + 0.4 \times 0.5 \times L = 1.0D + 0.2L \quad (3.7)$$

This load combination is the expected gravity load, which include the nominal dead load  $D$  and a fraction of the nominal live load  $L$ . The dead load includes the structure self-weight, the architectural finishes, and the permanent equipment. The live load is reduced to account for the low probability that the nominal live load occurs throughout the building ( $\times 0.4$ ), and simultaneously with the earthquake load ( $\times 0.5$ ). For linear and non linear dynamic analyses, gravity loads are applied to each column-slab node intersection according to tributary surfaces. The remaining load is applied at each core wall section's centre. This load is used to determine dynamic lateral loads and to quantify the inelastic response of the wall. It is also combined with the effect of lateral loads to determine axial loads in vertical elements.

For response spectrum analyses, damping is integrated using the NBCC's 5% damped spectrum [41]. Non linear models can capture a portion of the damping through hysteresis and associated energy dissipation. A Rayleigh damping model proportional to the initial stiffness and mass matrices is used with a damping ratio  $\xi = 2\%$ . This value is representative of what is measured during dynamic tests of concrete structures. Two periods are used to calculate Rayleigh's coefficients, the fundamental period and the last period required to obtain 90% of the modal mass.

### 3.6 ANALYSIS RESULTS

Figures 3.6, 3.7 and 3.8 present non linear transient and RSA results for the symmetric 12 storeys RC building when torsion is not considered. Figures 3.9, 3.10 and 3.11 present results for the same symmetric building when torsion is considered. Finally, figures 3.12, 3.13 and 3.14 present results for the offset core building, taking into account torsion. Results are all presented for a corner column (column F6 in figures 3.2 and 3.3) to capture the maximum torsional effect.

#### 3.6.1 Non linear time history analyses

In following figures (fig. 3.6 to 3.14), non linear time history analysis results are labelled NLA. It refers to the mean results obtained with 7 accelerogram pairs from NGA West2 database [42] and 9 pairs from Atkinson's ground motion database [11]. These figures also display a shaded area indicating the range  $\pm 1$  standard deviation of the series. This allows for a typical representation of the variation of results. Non linear analyses that account for the inelastic deformation profile of the SFRS is the default method recommended by Canadian standards [22] to calculate seismic forces in the GLRS. It is the most rigorous analysis method used in this project and these results are used as a reference to which other methods are compared. Thus the shaded zone of the NLA curve defines the target



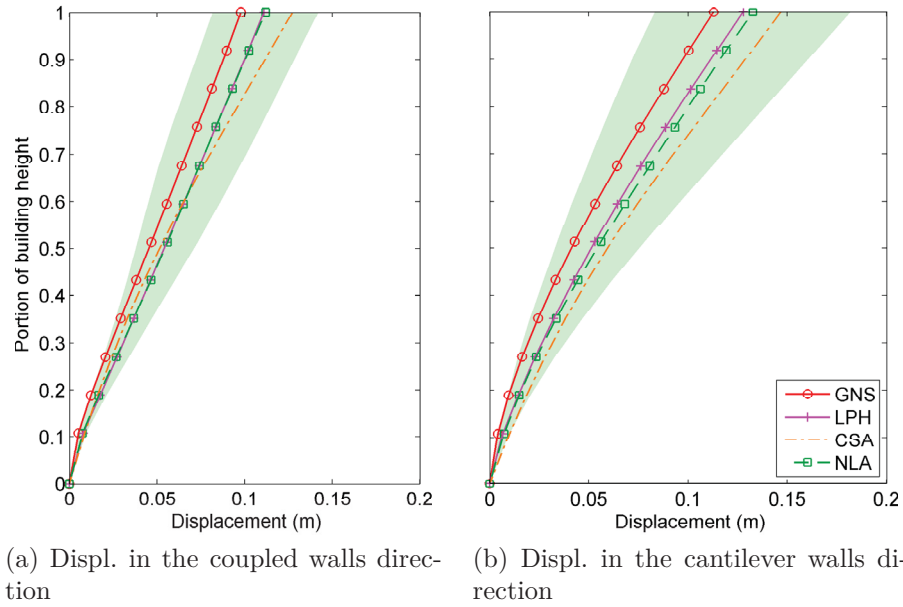


Figure 3.6 – Lateral displacements in a RC slab-column building (no torsion)

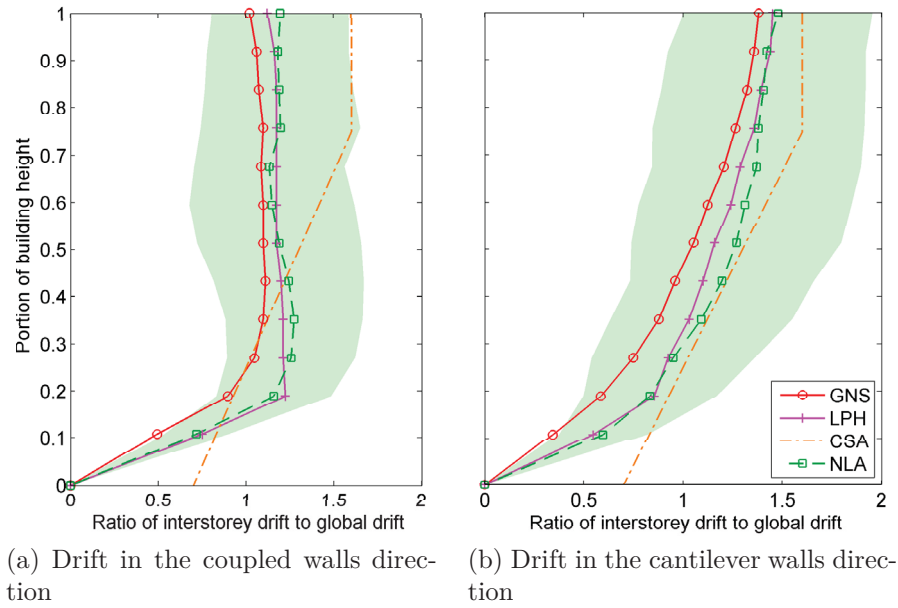
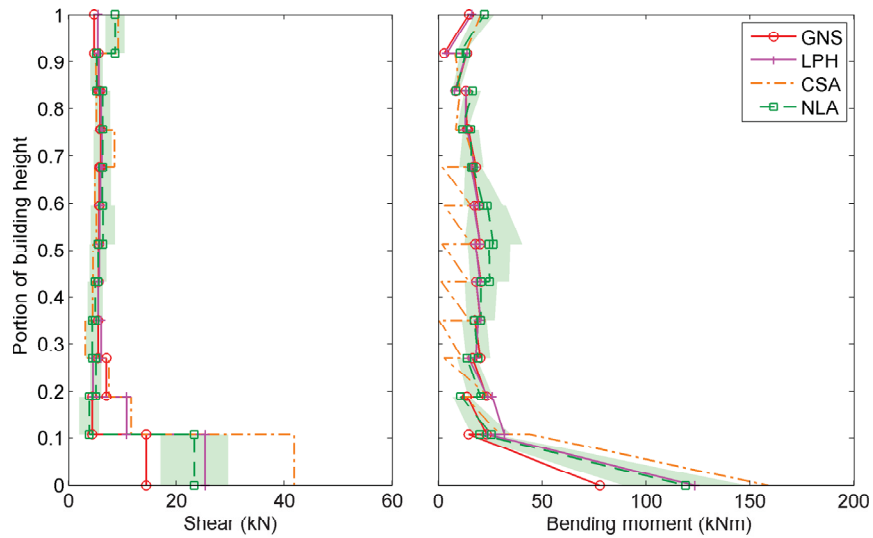
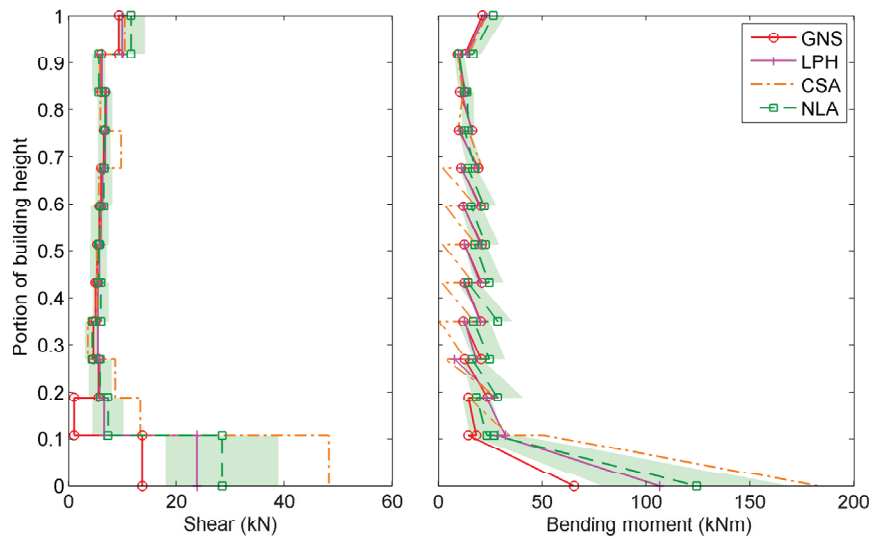


Figure 3.7 – Lateral inter-story drifts in a RC slab-column building (no torsion)



(a) Efforts in the coupled walls direction



(b) Efforts in the cantilever walls direction

Figure 3.8 – Absolute value of calculated forces in a RC slab-column building without considering torsion

values. For the studied buildings, a concentration of displacements and forces is visible near the base and reflect the formation of plastic hinges. This is particularly obvious in the drift and forces diagrams (figs. 3.7, 3.8, 3.10, 3.11, 3.13 and 3.14).

### 3.6.2 Simplified analysis method from CSA A23.3-14

Curves corresponding to the simplified analysis method from CSA A23.3-14 are simply labelled CSA. They all have the same relative inter-story drift ratios (figs. 3.7, 3.10 and 3.13) as it is the starting point for the analysis (fig. 3.1). The drift profile shape is

better represented in the cantilever wall direction than in the coupled wall direction as compared to the target values (shaded zone of NLA). This was to be expected because the A23.3-14 design drift profile has been derived from non linear analyses of cantilever walls. Indeed, coupled walls, under lateral seismic loads, show a drift profile with a distinctive bow near the base where deformations are larger as displayed in the NLTHA results. Furthermore, inverse leaning of the walls caused by moments in the coupling beams reduces the elastic portion of lateral displacement of the wall to being negligible. This cause the upper stories drift to be smaller than for a cantilever wall [53]. Therefore, for the symmetric building, the drift is quite well estimated in the cantilever direction, while in the coupled direction, it is underestimated in the bow zone and overestimated in the upper stories. Both the displacements and base internal forces are conservatively assessed. In the upper storeys, the figures 3.8, 3.11 and 3.14 show that shear forces are slightly underestimated at some points. However, the maximum bending moments for each story are in the lower bound of the target value range.

### 3.6.3 Response spectrum analysis with GLRS nearly null stiffness

The results, labelled "GNS" in the figures, are obtained by reducing the GLRS stiffness by a hundredth ( $F_{sr} = 10^{-2}$ ) of its initial value as explained in section 3.4. This analysis method yields drift and displacement profiles which better represent the characteristic bow shape of the coupled walls drift than the CSA method. However, because the concentration

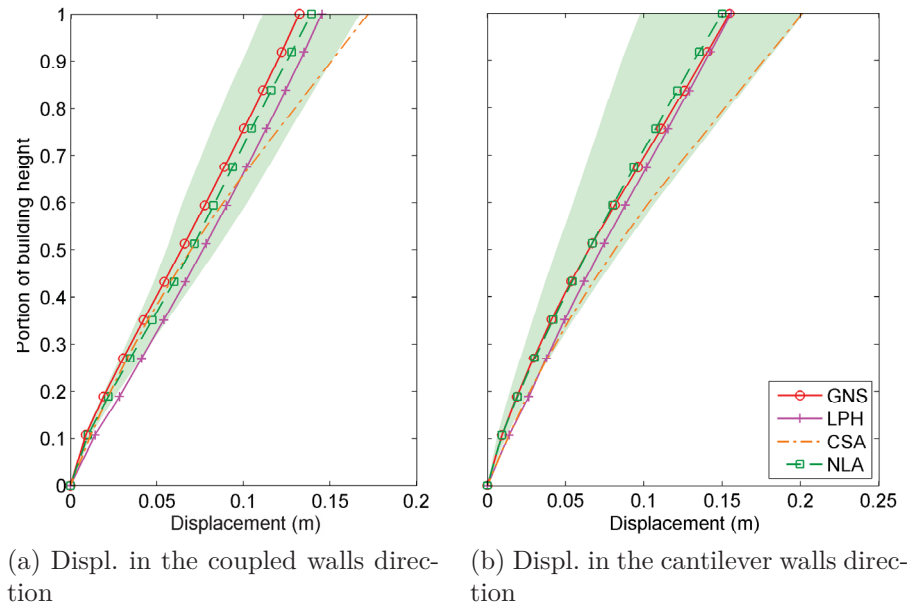


Figure 3.9 – Lateral displacements in a RC slab-column building (with torsion)

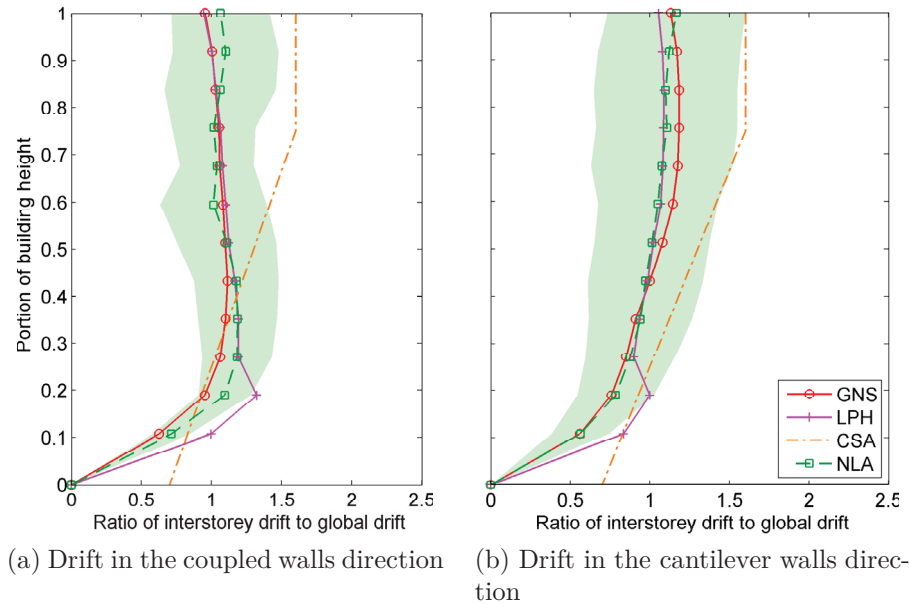
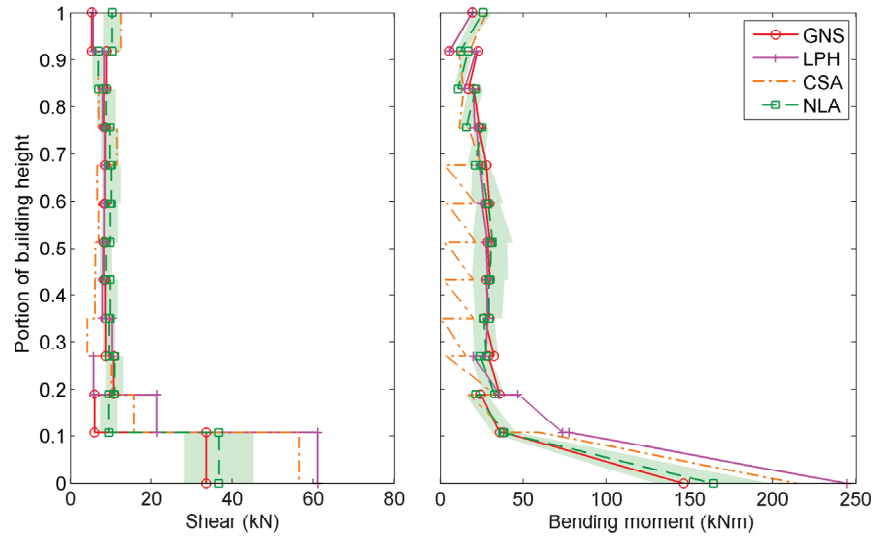


Figure 3.10 – Lateral inter-story drifts in a RC slab-column building (with torsion)

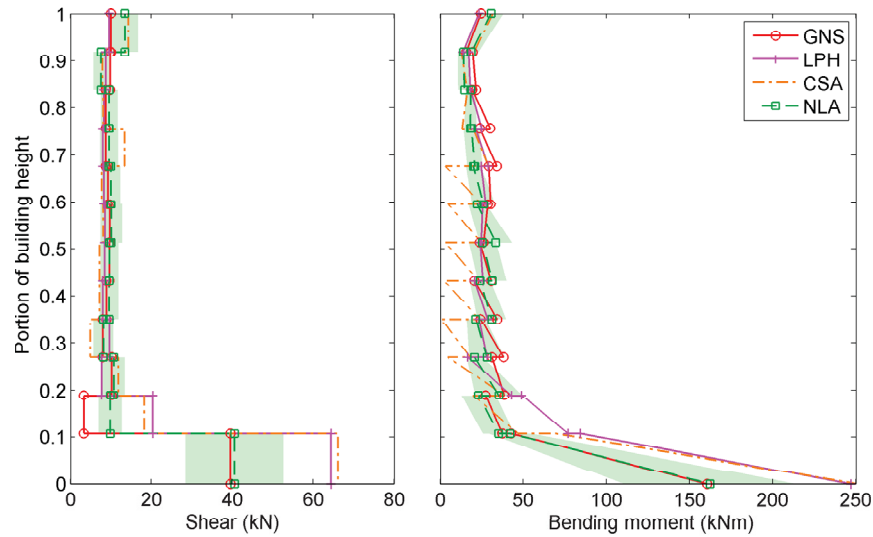
of deformation towards the base due to inelastic deformation in the wall is not taken into account, it gives a lower bound estimate of internal forces and displacements. For the symmetric building, when torsion is not considered, this is the method that gives the smallest base forces and top displacements. Results including torsion show that GNS yields forces and displacements that are in the center of the reference range defined by NLTHA results. This is true for both the symmetric and offset core buildings.

### 3.6.4 Linear plastic hinge method

An appropriate reduction of the core wall elastic modulus in the plastic hinge region can provide results that better reflect the inelastic deformation profile. In figures 3.6 to 3.14, the results labelled LPH refers to analyses similar to GNS but including a core wall elastic modulus reduction of  $E_{eff} = 0.35E_c$  for the two first stories while the other stories are reduced to a value of  $E_{eff} = 0.7E_c$ . The shear modulus is also reduced by the same factors because it is calculated by the software. This reduction is a simple way to account for the plastic hinge deformations effects on lateral displacements and member forces. These effects can be clearly seen in the displacement and drift profiles. An iterative procedure was used in which the elastic modulus reduction factor was modified until the RSA base forces were within the NLTHA range when neglecting accidental torsion (figs. 3.8). When torsion is included, the GNS with LPH gives a higher bound estimate of the seismic forces (figs. 3.11 and 3.14). For the offset core building, seismic forces in the GLRS are far more important than those computed from the GNS without LPH.



(a) Efforts in the coupled walls direction



(b) Efforts in the cantilever walls direction

Figure 3.11 – Absolute value of calculated forces in a RC slab-column building considering accidental torsion

This high variability might explain in part why unsymmetrical buildings like this offset core building are not recommended in high seismic zones. Their behaviour is difficult to assess adequately with common analysis methods and unsymmetrical buildings often display unsatisfactory performance. This work demonstrates, once again, the importance of designing symmetrical buildings and to reduce torsional sensitivity to get the best seismic performance.

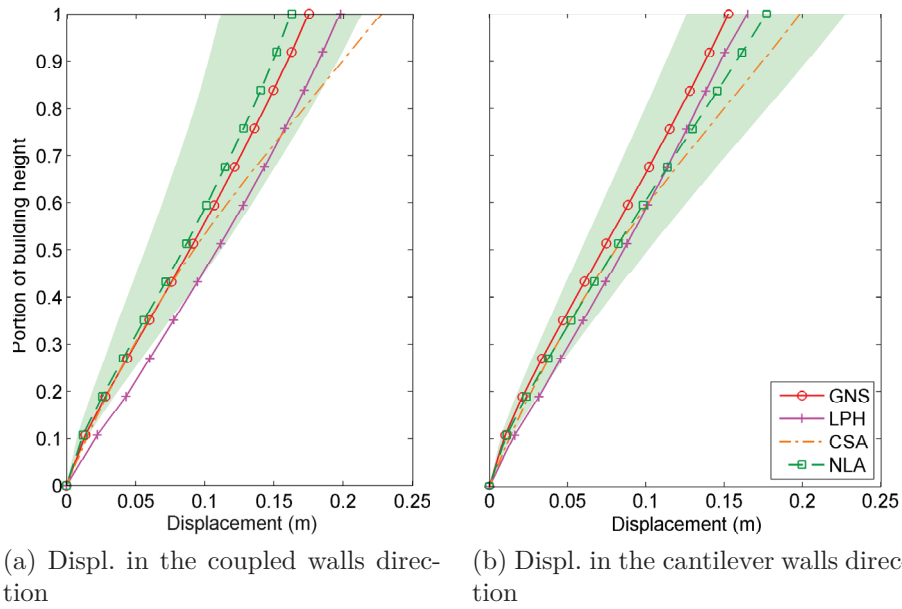


Figure 3.12 – Lateral displacements in a RC slab-column building with offset core (with torsion)

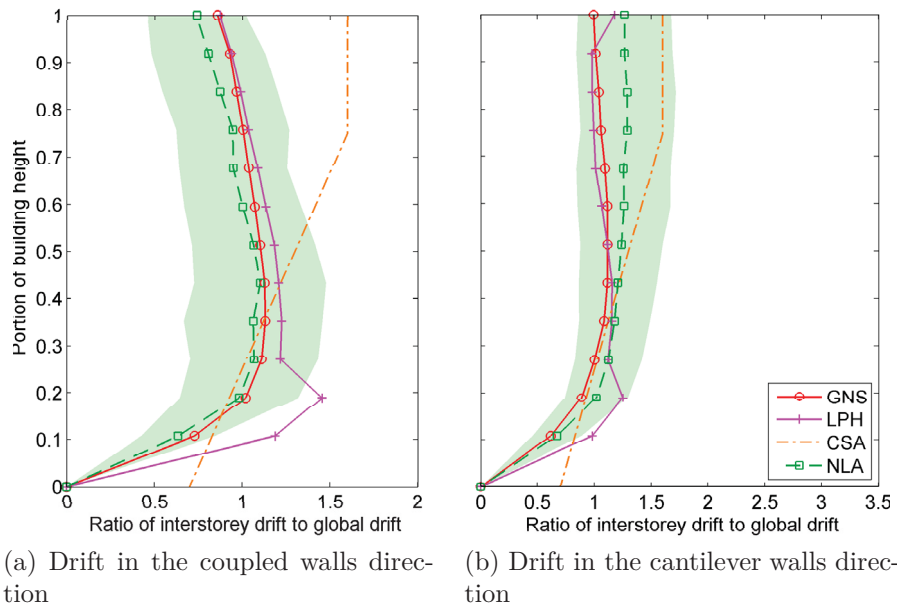
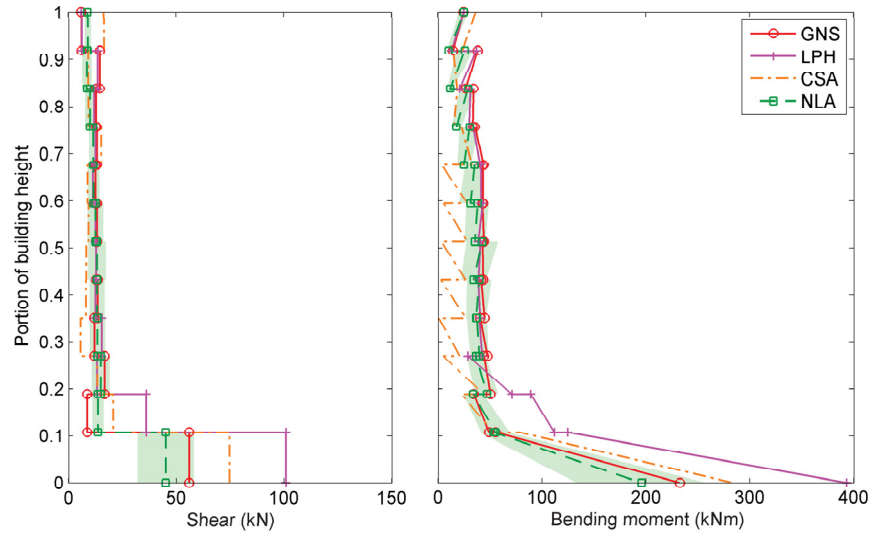
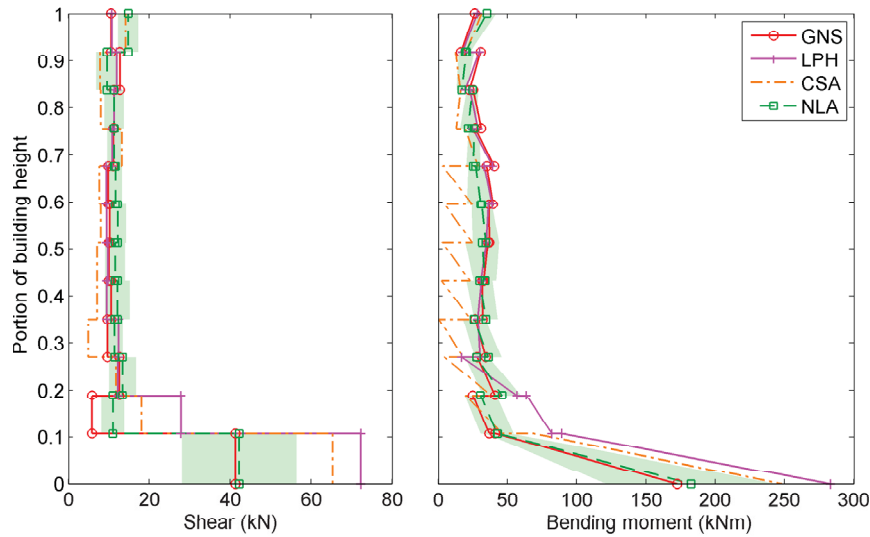


Figure 3.13 – Lateral inter-story drifts in a RC slab-column building with offset core (with torsion)



(a) Efforts in the coupled walls direction



(b) Efforts in the cantilever walls direction

Figure 3.14 – Absolute value of calculated forces in a RC slab-column building with offset core considering torsion

### 3.7 CONCLUSION

This paper presents a new simple and reliable analysis method to calculate seismic forces in elements not part of the SFRS of RC buildings. It also assess the new method's validity by comparing its results to NLTHA results. Additionally, it uses the NLTHA results to assess the A23.3-14 simplified method. From the analysis results, it is concluded that :

1. The proposed method (GNS), is simple and convenient to implement in a conventional design procedure.

2. The GNS method gives a better representation than that of A23.3-14 for the drift profile of coupled walls because it models them explicitly.
3. The GNS results represents an accurate estimate of what would be obtained from a non linear transient analysis carried out in accordance with NBCC 2010 and A23.3-14 when torsion is included.
4. If the proposed method is combined with a reduction of the walls elastic modulus in the plastic hinge zone to represent the inelastic deformation profile of the SFRS (LPH), higher bound results are produced as compared to non linear transient analyses.
5. As for the CSA method (CSA A23.3-14, art. 21.11.2.2), it conservatively estimate seismic forces in columns in the plastic hinge zone, and gives a lower bound estimate in the upper stories.

The aim of this paper is not to discredit in any way the simplified method in CSA A23.3-14. In fact it provides additional results to back it up and shows that it gives a safe estimate of seismic forces in columns. The real goal was to give a new and simple approach to an existing problem and to provide engineers with a new tool that will hopefully help design structures that perform well during earthquakes. This new method uses only existing finite element models of buildings that are designed according the the NBCC and thus do not increase the cost of analysis and design but indeed reduces it. Accounting for underground levels is simply a matter of modelling and the effects of foundation displacement can also be accounted for.

## **ACKNOWLEDGEMENTS**

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (grant number 37717 and 211682) and the FRQNT (grant number 171443). The authors would also like to thank Yannick Boivin, Carl Bernier and Steeve Ambroise from the University de Sherbrooke for their help on this project.



---

## Conclusions et perspectives futures

Les bâtiments en béton armé du Canada munis d'un SRFS ductile dimensionné pour reprendre la totalité de l'effort sismique latéral présentent une difficulté dans la détermination des efforts sismiques induits dans leurs poteaux et leur système de reprise des charges de gravité. Ce projet de recherche propose une nouvelle méthode d'analyse structurale permettant de calculer rapidement, en se basant sur des analyses dynamiques simples, les efforts sismiques de design dans les éléments ne faisant pas partie du SRFS.

Afin d'adéquatement présenter le contexte du projet de recherche, une revue approfondie de l'état de l'art de l'étude du comportement parasismique des bâtiments en béton armé a été faite. Cette revue inclut l'étude de sites de tremblements de terre où des bâtiments ont été très endommagés ou se sont effondrés des suites de la défaillance des éléments du SRCG. Les dispositions de la norme de calcul des ouvrages en béton (CSA A23.3) et du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) liées au sujet de l'étude ainsi que les derniers développements concernant l'étude des efforts et des déformations dans les éléments ne faisant pas partie du SRFS [2, 4, 13, 25] ont également été présentés dans cette revue.

La problématique soulevée est mise en évidence par le cadre réglementaire canadien qui exige que le SRFS soit calculé en considérant que 100% des charges et effets causés par les séismes y soient attribuées, tout en requérant que l'élasticité ou la capacité non linéaire du SRCG soit assurée. Cette réglementation montre autant la nécessité que la difficulté de la détermination des efforts sismiques des éléments ne faisant pas partie du SRFS.

La solution proposée repose sur l'analyse modale du spectre de réponse d'un modèle par éléments finis du bâtiment complet, mais dont les propriétés de rigidité des éléments ne faisant pas partie du SRFS sont réduites par un facteur suffisamment élevé pour que leur contribution soit négligeable. De là, on tire l'appellation *GLRS with nearly null stiffness* (GNS) pour la nouvelle méthode de calcul simplifiée. Suite à l'analyse, les efforts de

dimensionnement sont déterminés par la relation :

$$F_{GLRS} = F_{GNS} \times F_{sr} \times \frac{V_d}{V_e} \times \frac{R_d R_o}{I_e} \quad (4.1)$$

où  $F_{sr}$  est le facteur déterminé de façon à ce que les propriétés dynamiques du modèle avec la rigidité réduite soient presque identiques à celles du SRFS seul. En s'inspirant des travaux de Dezhdar [24], on explore la possibilité de simuler l'effet de la formation de la rotule plastique dans une analyse strictement linéaire en réduisant la rigidité des murs de refend de façon à produire des déformations plus importantes dans la zone de rotule plastique prévue. Cette procédure, qui combine la méthode GNS avec une réduction de la rigidité du SRFS dans la zone de rotule plastique, est appelée *Linear Plastic Hinge* (LPH). La norme CSA A23.3-14 propose une autre méthode de calcul simplifiée qui est aussi étudiée. Celle-ci propose une enveloppe de ratio de glissement interétage permettant de calculer un profil de déplacement représentatif des déformations inélastiques des murs de refend.

Afin d'apprécier l'application et les résultats pouvant être tirés de ces méthodes, des analyses ont été mises en œuvre sur deux bâtiments en béton armé de 12 étages : un symétrique et un asymétrique. Pour chaque bâtiment étudié, les résultats de trois méthodes d'analyse linéaires et d'une approche non linéaire temporelle sont présentés.

GNS Rigidité réduite des éléments du SRCG de façon à ce que leur contribution à la résistance soit négligeable.

LPH Méthode GNS en combinaison avec une réduction de la rigidité du SRFS dans la zone de rotule plastique prévue.

CSA Application des déplacements issus de l'enveloppe du ratio de glissement interétage de CSA A23.3-14.

NLA Approche non linéaire temporelle utilisant des accélérogrammes historiques et générés par algorithme utilisée afin d'obtenir une valeur cible avec laquelle comparer les autres méthodes.

Les résultats obtenus ont été analysés et les conclusions suivantes ont pu être tirées :

- La nouvelle méthode (GNS) peut facilement être incluse dans une procédure de dimensionnement conventionnelle et permet d'obtenir des résultats assez rapidement.
- La méthode GNS donne une meilleure représentation du profil de déplacement des murs couplés que la méthode A23.3-14 en modélisant leur mécanique particulière.
- La méthode GNS permet d'estimer les résultats qui seraient obtenus d'une analyse non linéaire mise en œuvre selon les recommandations du CNBC 2010 et de la norme A23.3-14.
- Si la nouvelle méthode est combinée avec une réduction des propriétés du mur (LPH) dans la zone de rotule plastique pour simuler les déformations inélastiques

du SRFS, les résultats représentent plutôt une limite supérieure.

- Pour les simulations concernées par ce projet de recherche, il a été constaté que la méthode simplifiée de la norme CSA A23.3-14 (art. 21.11.2.2) produit des résultats conservateurs dans la zone de rotule plastique, et donne une estimation de la limite inférieure de la sollicitation dans les étages supérieurs.

Ces conclusions ne discréditent pas la méthode simplifiée basée sur les déplacements de la norme A23.3-14. Au contraire, cette étude montre de nouvelles preuves que la méthode permet d'obtenir des efforts conservateurs. Toutefois, la méthode GNS propose une nouvelle approche à ce problème et ouvre la voie vers un nouvel outil pour permettre aux ingénieurs de concevoir des structures qui se comporteront bien dans les futurs tremblements de terre. En utilisant les modèles par éléments finis qui sont déjà requis par le CNBC, la nouvelle méthode (GNS) permet de réduire les coûts d'analyse des bâtiments.

Le présent projet a répondu à plusieurs questions importantes concernant l'analyse des efforts sismiques dans le système de reprise des charges de gravité. Toutefois, ce faisant, de nouvelles questions et pistes de recherches ont été soulevées. Le comportement de deux bâtiments en béton armé de 12 étages a été étudié dans le cadre du présent projet. Bien que de nombreuses structures présentent un comportement similaire à celui des bâtiments étudiés, il serait intéressant de travailler avec un inventaire varié de bâtiments et d'y démontrer l'applicabilité de la nouvelle méthode. Il pourrait également être bénéfique de mener une étude comparative incluant des tremblements de terre de l'est et de l'ouest du Canada et de considérer différents niveaux d'intensité sismique.

Si l'objectif est d'intégrer le principe étudié dans ce projet dans les prochaines versions de la norme de calcul des ouvrages en béton, il est primordial de documenter des expériences d'application de la nouvelle méthode de calcul simplifié en contexte de conception. Particulièrement pour des projets où des analyses non linéaires temporelles revues par les pairs sont incluses dans le processus de conception.





---

# Bibliographie

- [1] ACI COMMITTEE 318, *318-14 : Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014.
- [2] P. ADEBAR, P. BAZARGANI et H. CHIN, Seismic deformation demands on gravity-load columns in shear wall buildings. Dans *Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [3] P. ADEBAR, P. BAZARGANI, J. MUTRIE et D. MITCHELL, Safety of gravity-load columns in shear wall buildings designed to Canadian standard CSA A23.3. 37:1451–1461, 11/2010 2010.
- [4] P. ADEBAR, R. DEVALL et J. MUTRIE, Design of gravity-load resisting frames for seismic displacement demands. Dans *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska, 07 2014.
- [5] P. ADEBAR et E. DEZHDAR, Effective stiffness for linear dynamic analysis of concrete shear wall buildings : CSA A23.3 - 2014. Dans *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, Canada, 2015. Canadian Association for Earthquake Engineering.
- [6] P. ADEBAR, E. DEZHDAR et J. YATHON, Accounting for higher mode shear forces in concrete wall buildings : 2014 CSA A23.3. Dans *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, BC, Canada, 2015. Canadian Association for Earthquake Engineering.
- [7] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, VA, asce/sei 7-10 édn, 2013.
- [8] S. ANAGNOSTOPOULOS, M. KYRKOS et K. STATHOPOULOS, Earthquake induced torsion in buildings : critical review and state of the art. *Earthquakes and Structures*, 8(2):305–377, 2015.
- [9] T. D. ANCHETA, R. B. DARRAGH, J. P. STEWART, E. SEYHAN, W. J. SILVA, B. S. J. CHIOU, K. E. WOODDELL, R. W. GRAVES, A. R. KOTTKE, D. M. BOORE, T. KISHIDA et J. L. DONAHUE, PEER NGA-West2 Database. Rap. tech. 03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, May 2013.
- [10] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Report No. ATC-72-1. Rap. tech., Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEERC), Redwood City, CA, 2010.
- [11] G. M. ATKINSON, *Engineering Seismology Toolbox*, [www.seismotoolbox.ca](http://www.seismotoolbox.ca) (page consultée le 2015-02-02). 2009.

- [12] G. M. ATKINSON, Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6):991–1000, 2009.
- [13] P. BAZARGANI, *Seismic demands on gravity-load columns of reinforced concrete shear wall buildings*. Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, 2014.
- [14] K. BEYER, A. DAZIO et M. J. N. PRIESTLEY, Inelastic wide-column models for u-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(sup1):1–33, 2008.
- [15] Y. BOIVIN et P. PAULTRE, Seismic performance of a 12-storey ductile concrete shear wall system designed according to the 2005 National building code of Canada and the 2004 Canadian Standard Association standard A23.3. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(1):1–16, 2010.
- [16] B. BOULANGER, C.-P. LAMARCHE, J. PROULX et P. PAULTRE, Analysis of a damaged 12-storey frame-wall concrete building during the 2010 Haiti earthquake Part I : Dynamic behaviour assessment. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8):791–802, 2013.
- [17] B. BOULANGER, P. PAULTRE et C.-P. LAMARCHE, Analysis of a damaged 12-storey frame-wall concrete building during the 2010 Haiti earthquake — Part II : Nonlinear numerical simulations. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8):803–814, 2013.
- [18] C. COMARTIN, Collection de photos personnelle., 1999.
- [19] COMPUTER AND STRUCTURES, INC., ETABS nonlinear version 9.7.1, 2010.
- [20] CONSEIL NATIONAL DE RECHERCHES CANADA, *Code national du bâtiment du Canada 2010*. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Ottawa, ON, 2010.
- [21] CSA, *Design of Concrete Structures : CAN/CSA-A23.3-04 (R2010)*. Canadian Standard Association, 2010.
- [22] CSA, *Design of Concrete Structures : CAN/CSA-A23.3-14*. Canadian Standards Association, 2014.
- [23] DEPARTEMENT OF BUILDING AND HOUSING (DBH), Expert Panel Report : Structural Performance of Christchurch CBD Buildings in the 22 February 2011 Aftershock. Rap. tech., New-Zealand Government, 2012.
- [24] E. DEZH DAR, *Seismic response of cantilever shear wall buildings*. Thèse de doctorat, University of British Columbia, 2012.
- [25] E. DEZH DAR et P. ADEBAR, Estimating seismic demand on concrete shear wall buildings. Dans *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 2015.
- [26] M. R. DUPUIS, T. D. BEST, K. J. ELWOOD et D. L. ANDERSON, Seismic performance of shear wall buildings with gravity-induced lateral demands. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(4):323–332, 2014.
- [27] EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, *Concrete Buildings Damaged in Earthquakes*, <http://db.concretcoalition.org> (page consultée le 2014/05/22). 2013.
- [28] K. J. ELWOOD, Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8):759–776, 2013.

- [29] FEMA, Seismic performance assessment of buildings report no. p58-1, volume 1 - methodology. Rap. tech., Applied Technology Council (ATC), Redwood City, CA, USA, 2012.
- [30] F. C. FILIPPOU, E. P. POPOV et V. V. BERTERO, Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Rap. tech., Earthquake Engineering Research Center, 1983.
- [31] X. HUANG et O.-S. KWON, Numerical models of rc elements and their impacts on seismic performance assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(2):283–298, 2015.
- [32] I. F. KARA et C. DUNDAR, Prediction of deflection of reinforced concrete shear walls. *Advances in Engineering Software*, 40(9):777 – 785, 2009.
- [33] J. MANDER, M. PRIESTLEY et R. PARK, Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804–1826, 1988.
- [34] A. H. MATTOCK, Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beams. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division*, 93(2):519–522, 1967.
- [35] M. MENEGOTTO et P. PINTO, Method of analysis for cyclically loaded rc plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Dans *IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, p. 15–22, 1973.
- [36] D. MICHAUD et P. LÉGER, Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(3):232–244, 2014.
- [37] D. MITCHELL, R. H. DEVALL, M. SAATCIOGLU, R. SIMPSON, R. TINAWI et R. TREMBLAY, Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2):361–377, 1995.
- [38] D. MITCHELL et P. PAULTRE, Seismic design. Dans *Concrete design handbook*, chap. 11. Cement Association of Canada, Ottawa, ON, 2006.
- [39] J. P. MOEHLE, *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. Mc Graw Hill, 2014.
- [40] G. MONTI, C. NUTI et S. SANTINI, Cyrus-cyclic response of upgraded sections. *University of Chieti, Italy*, 1996.
- [41] NATIONAL RESEARCH COUNCIL CANADA, *National Building Code of Canada 2010*. Canadian commission on building and fire codes, Ottawa, ON, 2010.
- [42] PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, *PEER Ground Motion Database*, <http://ngawest2.berkeley.edu/> (page consultée le 2015-09-01). 2014.
- [43] T. PAULAY, The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance. *Earthquake Spectra*, 2(4):783–823, 1986.
- [44] P. PAULTRE, *Dynamics of Structures*. ISTE/Wiley, London, 2010.
- [45] P. PAULTRE, E. CALAIS, J. PROULX, C. PRÉPETIT et S. AMBROISE, Damage to engineered structures during the 12 January 2010, Haiti (Léogâne) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8):777–790, 2013.
- [46] O. PEKAU et R. GUIMOND, Accidental torsion in yielding symmetric structures. *Engineering Structures*, 12(2):98 – 105, 1990.

- [47] O. RAMADAN, S. MEHANNY et A. MOSTAFA, Revisiting the 5% accidental eccentricity provision in seismic design codes for multi-story buildings. Dans *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [48] J. ROY, R. TREMBLAY et P. LÉGER, Torsional effects in symmetrical steel buckling restrained braced frames : evaluation of seismic design provisions. *Earthquakes and Structures*, 8(2), 2015.
- [49] R. H. SAWYER, Design of concrete frames for two failure states. Dans ASCE-ACI, éd., *International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, p. 405–431, Miami, FL, 11 1964.
- [50] SEISMOSOFT, *SeismoStruct User Manual*, 2013.
- [51] SEISMOSOFT, SeismoStruct v6.5 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, 2013. available from <http://www.seismosoft.com>.
- [52] J. D. WAUGH et S. SRITHARAN, Lessons learned from seismic analysis of a seven-story concrete test building. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(3):448–469, 2010.
- [53] T. W. WHITE et P. ADEBAR, Estimating rotational demands in high-rise concrete wall buildings. Dans *13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 1-6 2004.