

Titre: Méthodologie pour la sélection et l'étalonnage d'accélérogrammes pour l'analyse sismique non linéaire de bâtiments localisés dans l'est de l'Amérique du Nord
Title:

Auteur: Dominic Michaud
Author:

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Michaud, D. (2012). Méthodologie pour la sélection et l'étalonnage d'accélérogrammes pour l'analyse sismique non linéaire de bâtiments localisés dans l'est de l'Amérique du Nord [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/943/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/943/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Pierre Léger
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MÉTHODOLOGIE POUR LA SÉLECTION ET L'ÉTALONNAGE
D'ACCÉLÉROGRAMMES POUR L'ANALYSE SISMIQUE NON LINÉAIRE
DE BÂTIMENTS LOCALISÉS DANS L'EST DE L'AMÉRIQUE DU NORD

DOMINIC MICHAUD

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

MÉTHODOLOGIE POUR LA SÉLECTION ET L'ÉTALONNAGE
D'ACCÉLÉROGRAMMES POUR L'ANALYSE SISMIQUE NON LINÉAIRE DE
BÂTIMENTS LOCALISÉS DANS L'EST DE L'AMÉRIQUE DU NORD

Présenté par : MICHAUD Dominic

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. TREMBLAY Robert, Ph.D, président

M. LÉGER Pierre, Ph.D, membre et directeur de recherche

M. BOUAANANI Najib, Ph.D, membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tous ceux qui m'ont appuyé lors de mes études comme étudiant gradué ainsi que lors de la rédaction de ce mémoire par article. Plus particulièrement, Professeur Pierre Léger pour son support constant tout au long de ma maîtrise, me permettant d'accomplir toutes les tâches que j'avais devant moi en éclairant mon parcours lorsqu'il me semblait flou. Également, Professeur Robert Tremblay et Iman Ghorbanirenani pour m'avoir fourni deux structures modélisées sur lesquelles j'ai pu lancer mes analyses dynamiques. Je voudrais aussi remercier tous les étudiants ayant suivis le chemin des études supérieures en génie civil en même temps que moi pour m'avoir montré le droit chemin, et finalement mes parents, Denis et Diane Michaud, pour leurs encouragements et efforts à m'aider du début à la fin de mes projets multiples.

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une comparaison de différentes méthodes d'étalonnage et de concordance spectrale (« spectral matching ») de secousses sismiques utilisées dans la pratique pour accomplir des analyses dynamiques nonlinéaires. Le tout est fait dans le but de déterminer (a) quelles variations de magnitudes est-ce que l'on peut obtenir d'une méthode à l'autre, (b) d'identifier les avantages et les inconvénients des diverses méthodes et (c) de recommander quelles de ces méthodes devraient être utilisées dans la pratique. Huit des méthodes sont appliquées à un groupe de 30 accélérogrammes représentant des tremblements de terre historiques tandis que deux groupes de références sont générés afin d'obtenir une base de comparaison. Ces accélérogrammes sont ensuite utilisés lors d'analyses dynamiques nonlinéaires à l'aide de structures à un degré de liberté, d'une charpente en acier de 4 étage et d'un mur de refend béton de 10 étages localisés à Montréal. Un objectif secondaire est de déterminer s'il était plus adéquat d'utiliser des groupes de 1, 3 ou 7 secousses sismiques pour caractériser la demande sismique et la dispersion des résultats des analyses dynamiques.

Les deux méthodes d'étalonnages recommandées à la suite de ces analyses sont les méthodes SIa et MSE. SIa est la méthode consistant à calculer l'aire sous la courbe représentant le spectre cible ainsi que l'aire sous la courbe du spectre de réponse entre deux périodes bornes pré sélectionnées. Le facteur d'étalonnage à utiliser est celui permettant d'obtenir une aire égale sous les deux courbes. La méthode MSE est celle visant à minimiser la moyenne du carré de l'erreur entre les logarithmes naturels des ordonnées spectrales du spectre cible et du spectre de réponse. Ces méthodes présentent un écart type plus petit ainsi que des résultats réalistes et cohérents comparativement aux autres méthodes et aux groupes de référence. Un écart type faible permet de déterminer quelle méthode présente des résultats ayant une faible dispersion. Les méthodes de concordance spectrale dans le domaine des fréquences (FD) et dans le domaine du temps (TD) ne sont pas recommandées car leurs résultats présentent des écarts types significativement plus élevés que ceux générés par les méthodes MSE et SIa.

Lors de la détermination du nombre de secousses sismiques nécessaire pour les analyses dynamiques, les résultats obtenus de groupes de 1, 3 et 7 accélérogrammes ont été comparés. Il est conclu que, d'ordre général, un groupe de 7 accélérogrammes permet d'obtenir des forces sismiques moins élevées et plus réalistes, car on y permet d'utiliser la réponse structurale

moyenne. Les groupes de 3 secousses ont, dans certains cas, retournés des réponses sismiques pas assez conservatrices et dans d'autres cas, trop conservateurs. L'utilisation d'un seul accélérogramme n'est pas recommandé, car même avec les méthodes de concordance spectrale (TD et FD), l'écart type est trop élevé pour assumer des résultats représentatifs.

ABSTRACT

This thesis presents comparisons of different scaling and spectral matching methods for ground motions to perform nonlinear dynamic analysis. This is done to determine (a) which variation of magnitudes could be obtained from one method to the other, (b) identify the advantages and disadvantages of the different methods and (c) recommend which methods should be used to scale or modify ground motions. Eight of these methods are applied to a group of 30 historical ground motions. They are then used for nonlinear dynamic analyses on single degree of freedom structures, a 10-storey reinforced concrete shear wall and a 4-storey steel braced frame structure located in Montreal. A secondary objective is to determine if groups of 1, 3 or 7 ground motions should be used for nonlinear dynamic analyses.

The scaling methods recommended after these analyses are the SIa and MSE scaling methods. The SIa method consists in measuring the area under the response spectra which means between two preselected periods as well as the area under the UHS between these same two periods. The scaling factor is computed to have these areas equal to each other. The MSE method aims at minimising the mean square error between the UHS and the response spectra. These methods show more realistic structural responses with all the structures as well as a low standard deviation. The frequency domain (FD) and time domain (TD) spectral matching methods return standard deviations significantly higher than the ones obtained with the MSE and SIa methods thus they are not recommended for practical use in nonlinear analysis.

To select the appropriate number of accelerograms required for adequate dynamic analysis, results from groups of 1, 3 and 7 ground motions have been compared. It is concluded that, in general, a group of 7 ground motions allows lower seismic forces because this group is allowed to use the average structural response. In some situations, a group of 3 ground motions can return not conservative structural response as well as, in other cases, too conservative structural response. Groups of 1 accelerogram are not recommended because, even with spectral matching methods (FD and TD), the standard deviation is too high to obtain representative results.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVI
LISTE DES ANNEXES.....	XVIII
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 DÉMARCHE ADOPTÉE POUR LE PROJET DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU MÉMOIRE	3
1.1 Méthodologie	3
1.1.1 Revue de littérature	3
1.1.2 Sélection d'accélérogrammes et de structures	3
1.1.3 Étalonnage et génération des accélérogrammes.....	4
1.1.4 Détermination d'indicateurs de performance	4
1.1.5 Analyse d'un système à un degré de liberté.....	4
1.1.6 Analyse de systèmes à plusieurs degrés de liberté	4
1.2 Organisation du mémoire	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	6
2.1 Représentation de l'excitation sismique par les codes CNB 05 – CSA 03 (CANDU) – ATC (FEMA) – ASCE/SEI7-05	6
2.1.1 Spectre cible	9

2.1.2	Déagréation	9
2.1.3	Effet des sols	12
2.2	Considération sismologique pour l'est de l'Amérique du Nord	13
2.2.1	Paramètres de potentiel de dommage.....	13
2.3	Critères de sélection des accélérogrammes	14
2.3.1	Magnitude (M) et distance (R)	14
2.3.2	Contenu fréquentiel	15
2.3.3	Type de sol	15
2.3.4	Durée significative	15
2.3.5	Environnement tectonique.....	16
2.3.6	Spectre cible	16
2.4	Méthodes d'étalonnage	17
2.4.1	Étalonnage au PGA	18
2.4.2	Étalonnage à $S_a(T_1)$	19
2.4.3	Étalonnage $T_2 - 1.2T_1$	19
2.4.4	Étalonnage à $S_a(T_1) - S_a(T_2)$	19
2.4.5	Méthode SIv	20
2.4.6	Méthode SIv – $S_a(T_1)$	20
2.4.7	Méthode SIa	20
2.4.8	Méthode Rozon 2008	21
2.4.9	Méthode ASCE 2005	21
2.4.10	Méthode ATC 2009.....	21
2.4.11	Méthode LS	22
2.4.12	Méthode ATK	22

2.4.13	Méthode Mean Square Error	23
2.4.14	Méthode Modal Pushover	23
2.4.15	Domaine des fréquences.....	24
2.4.16	Domaine du temps.....	25
2.5	Filtres et correction de la ligne directrice.....	26
2.5.1	Erreurs dans les enregistrements	26
2.5.2	Filtres.....	27
2.5.3	Correction de la ligne directrice (« Baseline correction »)	27
2.6	Accélérogrammes simulés.....	28
2.7	Caractérisation sismique de systèmes inélastiques	29
2.7.1	Matériaux, écrouissage.....	29
2.7.2	Indicateur de performance.....	30
2.8	Conclusion et présentation du chapitre 3	31
CHAPITRE 3 ARTICLE 1 - “GROUND MOTION TIME HISTORY SELECTION AND SCALING FOR NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES LOCATED IN EASTERN NORTH AMERICA”		32
3.1	Introduction	34
3.2	NBCC Code requirements.....	35
3.3	Selection of ground motion records	36
3.3.1	Historical ground motion records.....	36
3.3.2	Simulated ground motion records	37
3.4	Ground motions scaling and spectral matching	38
3.4.1	PGA scaling.....	39
3.4.2	Sa(T ₁) scaling	39
3.4.3	SIa scaling	39

3.4.4	ASCE scaling	40
3.4.5	ATC scaling.....	40
3.4.6	ATK scaling	41
3.4.7	MSE scaling	41
3.4.8	FD spectral matching	42
3.4.9	TD spectral matching	43
3.5	Damage potential of ground motion records and reference groups	44
3.6	Seismic response of SDOF nonlinear structures	47
3.7	Four-storey braced frame steel structure	51
3.8	Number of ground motions required for dynamic analysis.....	54
3.8.1	Three vs seven time histories	54
3.8.2	Spectrally matched ground motions versus scaled ground motions	56
3.9	Summary and Conclusions.....	56
3.10	Acknowledgements	58
3.11	References	59
CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE ET REMARQUES COMPLÉMENTAIRES.....		63
4.1	Filtres et correction de ligne directrice.....	64
4.2	Conservation du signal original.....	65
4.3	Analyse statique incrémentaire non linéaire, « Pushover »	67
4.4	Mur de refend en béton armé	67
4.5	Effondrement de la charpente en acier.....	71
4.6	Résultats complémentaires	71
CHAPITRE 5 CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES.....		72
BIBLIOGRAPHIE		73

ANNEXES	76
---------------	----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Classification sismique des sols, tiré du CNB (2005)	12
Tableau 2.2 Synthèse des différentes méthodes d'étalonnage	18
Table 3.1 Selected historical Near-Field and Far-Field unscaled ground motion records with magnitude (M), Closest distance from the recording station to the rupture plane (R_{rup}) and the shear wave velocity for the upper 30 meters ($V_{s,30}$). The FN direction was used in each case.	37
Table 3.2 Unscaled selected simulated Near-Field and Far-Field ground motions with magnitude (M), Closest distance to fault (R_{fault}), Peak Ground Velocity (PGA), Root Mean Square Acceleration (RMSA), max velocity/max acceleration ratio (v/a), Arias Intensity (AI) and Cumulative Absolute Velocity (CAV).	38
Table 3.3 Comparison of ground motions damage potentials from 30 historical records either spectrally matched or scaled by different methods.	47
Table 3.4 Groups of three ground motions.	48
Table 3.5 Groups of seven ground motions.	48
Table 3.6 Ground motions causing failure.	54
Table 3.7 Force in brace No. 832 (kN) obtained from groups of three ground motions compared to those obtained from groups of seven ground motions (F indicates a failure in at least one of the ground motion in the group).	55
Tableau 4.1 Énumération des Filtres et corrections appliqués aux secousses historiques	64
Tableau A.2.1 Comparaison des groupes de 3 accélérogrammes et des groupes de 7 accélérogrammes	85

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Spectre de conception à Montréal pour un sol de type C (CNBC 2005).....	9
Figure 2.2 Déagréation pour Montréal, site de classe C, probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, tiré de Halchuck et al. (2007).....	11
Figure 2.3 Ondelette sinusoïdale corrigée.....	26
Figure 2.4 Accélération, Vitesse et déplacement du séisme d'Imperial Valley, El Centro filtré à $f_c = 0.10 \text{ Hz}$ en noir et non filtré en gris. Tiré de Boore et Bommer (2005).....	27
Figure 2.5 Vitesse en fonction du temps de l'enregistrement du tremblement de terre Loma Linda avant et après la correction de la ligne directrice. Tiré de Boore et Bommer (2005)	28
Figure 2.6 Hystérésis plastique simplifié	30
Figure 3.1 Target spectra according to the NBC 2005 for Montreal on a class C site.....	36
Figure 3.2 Response spectra for 30 scaled historical ground motion records: a) PGA b) $S_a(T_1)$, c) S_{Ia} , d) ASCE, e) ATC, f) ATK and g) MSE, and 30 spectrally matched historical ground motions h) FD and i) TD. (Suite)	44
Figure 3.3 Average SDOF ductility demand for scaled and matched ground motions: a. FD spectral matching; b. TD spectral matching; c. S_{Ia} scaling; d. MSE scaling; e. ATK scaling; f. $S_a(T_1)$ scaling; g. ASCE scaling; h. ATC scaling.....	50
Figure 3.4 Steel braced frame structure: a. Overview of the structure and direction of the ground motion; b. Plane view from the top of the structure; c. Design of axes 1 and 5 bracings; d. Design of axes A and F bracings.....	51
Figure 3.5 Steel parameters for the members used in the steel braced frame structure, as programmed by Tremblay (2006).	52
Figure 3.6 Braced steel frame nonlinear average response for series of 30 scaled or matched historical ground motion records (Results are also indicated for Simulated and Historical reference groups) a. Point 140 displacement ductility demand μ ; b. Force in brace 832 (kN).	53

Figure 4.1 Spectre de réponse pour les 30 accélérogrammes sélectionnées à la section 3.2 étalonnés à l'aide de la méthode PGA	63
Figure 4.2 Accélérogramme de la secousse de Northridge du 17 janvier 1994 enregistré à Catskill modifié à l'aide des méthodes MSE, FD et TD.	65
Figure 4.3 Vitesse en fonction du temps de la secousse de Northridge du 17 janvier 1994 enregistré à Catskill modifié à l'aide des méthodes MSE, FD et TD.	66
Figure 4.4 Déplacement en fonction du temps de la secousse de Northridge du 17 janvier 1994 enregistré à Catskill modifié à l'aide des méthodes MSE, FD et TD.	66
Figure 4.5 Courbe d'analyse incrémentaire non linéaire pour le mur en béton.	67
Figure 4.6. Mur de refend en béton armé. a. Représentation du modèle OpenSees; b. Les deux Sections du mur de refend.	68
Figure 4.7. Propriété des matériaux du mur de refend: a. Béton confiné; b. Béton non confiné; c. Acier d'armature.	69
Figure 4.8. Réponse moyenne non linéaire du mur de refend pour des séries de 30 accélérogrammes historiques étalonnés ou modifiés spectralement (Les résultats des groupes de référence simulé et historique sont également illustrés). a. Déplacement au sommet; b. Cisaillement à la base V ; c. Moment à la base M	70
Figure 4.8. Réponse moyenne non linéaire du mur de refend pour des séries de 30 accélérogrammes historiques étalonnés ou modifiés spectralement (Les résultats des groupes de référence simulé et historique sont également illustrés). a. Déplacement au sommet; b. Cisaillement à la base V ; c. Moment à la base M . (suite).....	71
Figure A.1.1 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage $S_a(0.91)$	77
Figure A.1.2 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage S_{Ia}	78
Figure A.1.3 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage ASCE	79

Figure A.1.4 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage ATC(0.91).....	80
Figure A.1.5 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage ATK	81
Figure A.1.6 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage MSE	82
Figure A.1.7 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage FD	83
Figure A.1.6 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage TD	84

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a. Sigles

ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
CNRC	Conseil National de Recherches du Canada
CSA	Canadian Standards Association
CNB	Code National du Bâtiment
CANDU	Procédures de conception de centrales nucléaires au Canada - "Canada Deuterium Uranium"
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CSA	Association Canadienne de Normalisation, « Canadian Standard Association »

b. Abréviations

AI	Arias Intensity
ATK	Méthode d'étalonnage recommandée par Atkinson (2009)
CAV	Vitesse cumulative absolue (Cumulative Absolute Velocity)
CMS- ε	Conditional mean spectra – Epsilon (ε)
MSE	Méthode d'étalonnage « Mean Square Error »
NZC	Nombre de croisement de zéro
ENA	Est de l'Amérique du Nord (Eastern North America)
PGA	Accélération de pointe au sol
PGD	Déplacement de pointe au sol
PGV	Vitesse de pointe au sol

RMSA	Racine carrée de la moyenne des carrés des accélérations (Root Mean Square of Accelerations)
RMSV	Racine carrée de la moyenne des carrés des vitesses (Root Mean Square of Velocities)
Sa(T)	Accélération spectrale à la période de vibration T
SIa	Méthode d'étalonnage basée sur l'intensité spectrale
T	Période de vibration
T ₁	Période de vibration naturelle (premier mode)
μ	Demande en ductilité

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 – RÉSULTATS (SYSTÈME À UN DDL) SDOF POUR $RDRO = 1, 2, 4$	76
ANNEXE 2 – GROUPES DE 3 ACC. VS GROUPES DE 7 ACC.	85

INTRODUCTION

Généralités

Lors de la conception des systèmes résistant aux charges sismiques, l'ingénieur opte habituellement, en raison de sa simplicité, pour une analyse par la méthode statique équivalente. Certaines structures ne peuvent pas être soumises à ce type d'analyse, car le Code National du Bâtiment 2005 (CNB05) indique que, pour y avoir droit, la structure doit respecter certaines conditions. Par exemple, la structure ne doit pas présenter d'irrégularités de masse et de rigidité et ne doit pas dépasser 60m de haut.

Les structures ne répondant pas à ces critères doivent être soumises à une analyse dynamique de type spectrale (la méthode par défaut du CNB). Dans certains cas il est nécessaire d'effectuer des analyses transitoires linéaires ou non linéaires. Les analyses transitoires doivent être effectuées par un logiciel qui utilisera des accélérogrammes spécifiés par l'utilisateur et les appliquera à la structure. Lors d'une analyse non linéaire le logiciel utilisé affichera, par la suite, des données relatives aux dommages structuraux. Les secousses sismiques sélectionnées doivent correspondre à un spectre de réponse sismique compatible avec le spectre cible du code. Les critères de compatibilités spectrales et les techniques d'étalonnage sont abordés plus en détail dans la revue de littérature et constituent l'objet de recherche du présent mémoire qui est orienté vers l'évaluation du comportement sismique des structures localisés dans l'est du Canada.

Problématique et objectifs

Afin d'obtenir des secousses sismiques compatibles avec le spectre cible, de nombreuses méthodes d'étalonnage ou de modification spectrale d'accélérogrammes (« spectral matching ») ont été recommandées dans la littérature. L'ingénieur a donc l'embarras du choix quant à celle qu'il désire utiliser, sachant que ce choix a une influence bien évidente sur la réponse de la structure.

Habituellement, chaque méthode a des côtés positifs, des côtés négatifs et des limitations. Il est donc primordial d'identifier ces aspects pour chaque méthode d'étalonnage lors de la

comparaison des réponses sismiques avec une base de données de référence afin d'identifier lesquelles sont à recommander ou à proscrire selon les situations.

Ce mémoire vise principalement à contribuer au développement de lignes directrices afin d'aider l'ingénieur lors de la sélection et de l'étalonnage d'accélérogrammes pour des fins d'analyses dynamiques non linéaire de structures localisées dans l'est de l'Amérique du Nord. Plus spécifiquement, le premier objectif est de sélectionner et comparer les caractéristiques des accélérogrammes à partir de banques de données de signaux historiques et simulés selon la déagréation (Magnitude-Distance-Sol). Par la suite, il s'agit de comparer plusieurs méthodes d'étalonnage existantes entre elles à l'aide d'indicateurs de dommage potentiel, de systèmes à un degré de liberté ainsi qu'avec deux systèmes à plusieurs degrés de liberté et de déterminer quelles méthodes sont à recommander. Ensuite, il est question de vérifier les avantages et les inconvénients à faire les analyses avec des groupes de 3 ou 7 jeux de secousses sismiques. Il s'agit également de vérifier s'il est possible de diminuer le nombre d'accélérogramme de ces groupes en utilisant des méthodes d'étalonnage spectral élaborées définies par des transformations appliquées dans le domaine des fréquences (FD) ou dans le domaine du temps (TD).

CHAPITRE 1 DÉMARCHE ADOPTÉE POUR LE PROJET DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU MÉMOIRE

1.1 Méthodologie

En premier lieu, quatre cours reliés à la réalisation du projet de recherche, constitué d'un mémoire par article, ont été complétés, soit *Analyse dynamique des structures* (CIV6508), *Earthquake resistant design* (CIVE612, McGill University) et *Analyse avancée de structures par éléments finis* (CIV6502). Par la suite les étapes suivantes ont été réalisées :

1.1.1 Revue de littérature

Cette étape consiste à approfondir les connaissances et permettre une meilleure compréhension des problématiques, des obligations, des paramètres de travail ainsi que des pistes de solutions éventuelles sur les sujets spécifiques suivants :

- (i) Les codes et normes de conception de systèmes résistant aux charges sismiques;
- (ii) La sélection de secousses sismiques pour des fins d'analyses dynamiques;
- (iii) La sélection de secousses simulées pour des fins d'analyses dynamiques;
- (iv) Les méthodes d'étalonnage de secousses sismiques pour des fins d'analyses dynamiques;
- (v) L'application de filtres et correction de la ligne directrice (baseline correction).

1.1.2 Sélection d'accélérogrammes et de structures

Trente secousses sismiques historiques enregistrées dans des sols semblables à ceux de classe C que l'on retrouve à Montréal sont sélectionnées selon les recommandations recueillies dans la revue de littérature. Quinze d'entre elles représentent des secousses à faibles distances hypocentrales et petites magnitudes alors que les quinze autres sont des secousses à distances hypocentrales élevées et grandes magnitudes. De plus, trente autres secousses sont sélectionnées dans une base de données d'accélérogrammes simulés pour des fins de comparaison.

1.1.3 Étalonnage et génération des accélérogrammes

Les trente accélérogrammes historiques sont ensuite étalonnés ou modifiés selon les différentes méthodes répertoriées dans la littérature. Des indicateurs de potentiel de dommages sont utilisés afin de quantifier à quel point les méthodes génèrent des secousses plus ou moins dommageables. Ces indicateurs sont l'accélération maximale de pointe au sol (PGA), la racine carrée de la moyenne des carrés des accélérations (RMSA), l'« Arias Intensity » (AI) et le « Cumulative Absolute Velocity » (CAV).

1.1.4 Détermination d'indicateurs de performance

Des systèmes à un degré de liberté ainsi que deux structures, soit une en acier de 4 étages et l'autre en béton (mur de refend de 10 étages), sont soumis aux différents groupes de secousses sismiques. Ce sont des structures typiques que l'on retrouve dans la région de Montréal. Plusieurs indicateurs de performance sont utilisés afin de bien comparer les résultats. Il s'agit entre autres, des déplacements, de la demande en ductilité, du moment à la base, du cisaillement à la base et des forces dans certaines membrures. Deux groupes témoins de 30 accélérogrammes sont utilisés afin d'avoir une base à laquelle comparer les résultats. Ces accélérogrammes sont pris soit à partir d'une base de données de séismes historiques (PEER, 2010b), soit à partir d'accélérogrammes simulés pour l'est du Canada (Atkinson 2009).

1.1.5 Analyse d'un système à un degré de liberté

Des systèmes élastiques parfaitement plastiques à un seul degré de liberté (1DDL) sont étudiés afin de comparer leur demande en ductilité suite à différentes secousses sismiques. Ces systèmes simplifiés permettent de constater facilement les différences en termes de demande en ductilité sur toute une gamme de périodes de vibration pour les différentes méthodes d'étalonnage.

1.1.6 Analyse de systèmes à plusieurs degrés de liberté

Des analyses dynamiques non linéaires à plusieurs degrés de liberté sont effectuées sur des structures représentant la situation actuelle à Montréal. Ces simulations plus complexes et demandant des analyses rigoureuses plus longues servent à quantifier un ensemble de paramètres plus spécifiques à un type de bâtiment en particulier (acier, béton). Ces indicateurs sont, entre

autres, le moment de flexion, le cisaillement à la base et la demande en ductilité. Encore une fois, les résultats sont comparés à ceux obtenus à partir des groupes d'accélérogrammes témoins.

1.2 Organisation du mémoire

Ce mémoire est subdivisé en 5 chapitres. Le premier constitue une introduction exposant la problématique de manière succincte et les objectifs visés par ce mémoire. Il explique également la méthodologie suivie. Le second chapitre présente une revue de la littérature utilisée pour les recherches menant à ce mémoire. Cette revue couvre les sujets suivants, (1) les normes reconnues dans le domaine, (2) la situation à l'est de l'Amérique du Nord, (3) les propositions faites par des chercheurs concernant la sélection et la modification de secousses sismiques et les indicateurs de dommage des structures. Le troisième chapitre, constitué d'un article soumis à la "revue Canadienne de génie civil" présente les recherches accomplies en énumérant les secousses sismiques sélectionnées ainsi que les méthodes d'étalonnage retenues. Les structures utilisées pour les analyses non linéaires y sont également décrites, accompagnées des résultats et conclusions tirés. Le quatrième chapitre présente ensuite une discussion générale ainsi que des compléments d'information pour le mémoire. Le cinquième et dernier chapitre représente les conclusions, recommandations et perspectives pour développements futurs tirées des travaux du mémoire.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre constitue une revue de la littérature complémentaire à ce qui est présenté au chapitre 3. Cette revue de littérature regroupe des connaissances reliées à la sélection et à l'étalonnage des secousses sismiques pour l'est de l'Amérique du Nord ainsi qu'aux systèmes ductiles pour des fins d'analyses dynamiques. Une étude semblable à celle présentée dans ce document a été réalisée par le « PEER Ground Motion Selection and Modification Working Group » (2009) pour l'ouest Américain. Cependant, cette étude n'est pas spécifiquement applicable à la situation de l'est de l'Amérique du Nord, car il n'est pas sage d'extrapoler des données recueillies sur des sols très différents, présentant un autre type de faille ou une géologie ne concordant pas à la situation de la région étudiée. De plus, les séismes historiques enregistrés dans l'est de l'Amérique du Nord ont un contenu en hautes fréquences (10Hz) plus élevé que ceux enregistrés dans l'Ouest américain et canadien (2Hz). Il est donc nécessaire d'accomplir ces recherches afin d'avoir une bonne appréciation de la situation dans l'est de l'Amérique du Nord.

La revue de littérature est divisée en trois sujets principaux. Le premier sujet présente les différents codes et recommandations officiels que les ingénieurs doivent respecter lors de la conception parasismique. Ensuite vient une représentation de la situation sismique dans la région à l'étude, soit l'est de l'Amérique du Nord, en considérant les sols, le spectre cible et la déaggrégation. Une revue de différentes méthodes de sélection et de modification de secousses sismiques est alors détaillée, suivie des recommandations pour l'utilisation d'accélérogrammes issus de simulations. Enfin, les indicateurs de performance des structures sont présentés.

2.1 Représentation de l'excitation sismique par les codes CNB 05 – CSA 03 (CANDU) – ATC (FEMA) – ASCE/SEI7-05

Tel que prescrit par le Code National du Bâtiment 2005 (CNB05), une structure doit être soumise à une analyse dynamique lorsqu'une des trois conditions énumérées dans la section 4.1.8.7 de ce code n'est pas respectée :

- a. $I_E * F_a * S_a(0.2) < 0.35$;
- b. La structure doit être régulière, avoir une hauteur inférieure à 60 m, une période naturelle de vibration inférieure à 2 s dans les deux directions orthogonales;

- c. La structure doit avoir une irrégularité de type 1, 2, 3, 4, 5, 6 ou 8 tel qu'indiqué dans le tableau 4.1.8.6 du CNB05, avoir une hauteur inférieure à 20 m ainsi qu'une période naturelle de vibration inférieure à 0.5 s.

Une analyse sismique doit faire appel à plusieurs secousses sismiques de différentes fréquences, distances et magnitudes afin de tenter d'exciter toutes les périodes de vibration significatives et de conduire à des conclusions appropriées. En effet, selon les commentaires du CNB (2005), un groupe minimal de trois secousses est nécessaire si la réponse maximale de la série est utilisée tandis qu'un groupe d'au moins sept secousses est requis afin de permettre de considérer la réponse moyenne de la structure.

Lors d'analyses non linéaires d'une étude menée par ATC (2009), un total de vingt-deux accélérogrammes ont été retenus pour une distance hypocentrale et une magnitude élevées tandis que vingt-huit accélérogrammes ont été utilisés pour une courte distance hypocentrale et une petite magnitude. Ce nombre élevé de secousses sélectionnées est dû au fait que le risque sismique relié à celles ayant une courte distance hypocentrale est très peu connu.

Les normes ASCE/SEI 43-05 (2005) conçues pour les centrales nucléaires sont parmi les plus exigeantes. Elles dictent qu'un groupe minimal de trois accélérogrammes est nécessaire pour extraire la réponse maximale de la structure tandis qu'un minimum de cinq est requis pour utiliser la réponse moyenne. Elles évoquent également que l'utilisation d'une série de 30 accélérogrammes historiques pourrait être nécessaire afin de satisfaire tous les critères de sélection énumérés dans les prochains paragraphes. Il est cependant possible d'utiliser des secousses simulées ou modifiées spectralement afin de réduire ce nombre. Les critères en question sont les suivants ASCE/SEI 43-05 (2005) :

- Le pas de temps minimal est de 0.01 s et la durée significative minimale de l'accélérogramme est de 20 s. Il est à noter que, si les fréquences plus élevées de 50 Hz sont à considérer, le pas de temps doit être diminué afin d'obtenir une fréquence Nyquist inférieure à la fréquence d'intérêt, $N_y = 1/(2\Delta t)$, où Δt est le pas de temps et N_y est la fréquence de Nyquist;
- Le spectre de réponse doit être calculé en utilisant 5 % d'amortissement pour un minimum de 100 points par décimale de fréquence (Hz) et ce, également espacés sur le log de 0.1 Hz et 50 Hz ou jusqu'à la fréquence de Nyquist;

- Le spectre de réponse d'une secousse artificielle ou modifiée spectralement, ou celui de la moyenne d'une série de secousses étalonnées, ne doit, en aucun cas, descendre sous 10 % du spectre cible entre les fréquences 0.1 Hz et 50 Hz;
- Le spectre de réponse d'une secousse artificielle ou modifiée, ou celui de la moyenne d'une série de secousses étalonnées, ne doit, en aucun cas, excéder 30 % du spectre cible entre les fréquences 0.2 Hz et 25 Hz;
- Les accélérogrammes artificiels ou modifiés spectralement doivent avoir des caractéristiques (AI , facteurs a/v et ad/v^2 , où a est l'accélération maximale, v est la vitesse maximale et d est le déplacement maximal) concordant avec les caractéristiques d'une secousse historique de magnitude et distance respectant la déagréation utilisée;
- Le coefficient de corrélation directionnelle entre les paires de secousses ne doit pas excéder 0.30.
- Si des accélérogrammes historiques modifiés spectralement satisfont les critères énumérés ci-dessus ils peuvent être utilisés pour les analyses nonlinéaires. Cependant on mentionne qu'il est préférable d'utiliser des accélérogrammes historiques si possible. On proscriit l'utilisation d'accélérogrammes « synthétiques » ou artificiels.

De par son code de conception de centrales nucléaires du Canada, le CSA (2003) spécifie qu'une secousse sismique est acceptée pour des fins d'analyses dynamiques lorsque, pas plus de 6 % du nombre total de points du spectre de réponse ne se trouve sous le spectre cible, et ce, sans être à plus de 10 % sous ce spectre cible. Il est également spécifié que la durée minimale d'une secousse doit être de 15 s. On accepte l'utilisation d'accélérogramme modifiés spectralement. Ce code mentionne l'approche FD, cependant la majorité des analyses sont à effectuer dans le domaine linéaire car on ne permet pas la considération d'un comportement nonlinéaire généralisé lors de la conception de centrales nucléaires.

Le code américain ASCE 7-05 (2005) accepte les secousses ayant été modifiées spectralement. Cependant, il recommande celle agissant dans le domaine du temps (TD) plutôt que celle dans le domaine des fréquences (FD). Une alternative recommandée est d'utiliser un minimum de sept accélérogrammes et d'étalonner les secousses seulement pour les périodes de vibration d'intérêt.

D'autre part, le « Council on Tall Buildings and Urban Habitat » (2008) recommande de sélectionner des accélérographes permettant de couvrir le spectre de conception (+10%, -5%) entre les périodes $1/4 * T_1$ et $1.5 * T_1$ où T_1 est la période de vibration naturelle de la structure. Concernant les secousses dont le contenu fréquentiel est modifié, ces lignes directrices imposent que les secousses enveloppent le spectre cible entre les périodes de vibration 0 et $1.5 * T_1$. Six paires d'accélérographes sont requises pour une analyse dynamique bidirectionnelle représentative.

2.1.1 Spectre cible

Le spectre cible est la représentation spectrale des accélérations absolues auxquelles une structure doit être en mesure de résister en illustrant l'accélération $Sa(T)$ en fonction des périodes de vibration, T . Il change d'une région à l'autre en fonction des sols et de l'aléa sismique. Il est recommandé, dans le CNB (2005), d'utiliser un amortissement de 5 %, alors que la période de retour est de 2500 ans. Pour un sol de type C à Montréal, $Sa(0.2) = 0.69 \text{ g}$, $Sa(0.5) = 0.34 \text{ g}$, $Sa(1.0) = 0.14 \text{ g}$, $Sa(2.0) = 0.048 \text{ g}$ tandis que le PGA est égal à 0.43 g . Le spectre est représenté à la figure 2.1. Étant donné que le sol sélectionné pour cette étude est de classe C, les facteurs F_a et F_v sont égaux à 1.

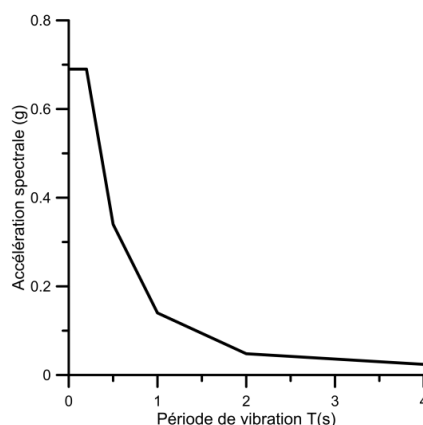


Figure 2.1 Spectre de conception à Montréal pour un sol de type C (CNBC 2005)

2.1.2 Déagréation

La déagréation est la méthode utilisée afin de déterminer quelle série de secousses sismiques représente bien le spectre cible. Il s'agit de sélectionner une grande quantité de secousses sismiques ayant une magnitude (M) et une distance hypocentrale (R) variable, permettant de

représenter le spectre de conception sur toutes les périodes de vibration jugées importantes pour capturer le comportement structural. Cette sélection est nécessaire, car une secousse de petite magnitude et de distance proche du site dicte généralement le comportement en hautes fréquences de vibration tandis qu'une secousse de grande magnitude et longue distance contrôle généralement les basses fréquences de vibration.

La sélection des accélérogrammes pour des fins d'analyses dynamiques doit être faite afin de correspondre aux magnitudes et distances obtenues à la suite de la déagréation du site étudié, tel que spécifié dans le CNB (2005) à l'article 4.1.8.12. Le modèle de déagréation utilisé dans le présent mémoire est tiré d'une révision de la déagréation de certaines villes canadiennes présentée par Halchuck et al. (2007), tel qu'illustré à la figure 2.2. Dans ces analyses, le logiciel GSCFRISK a été utilisé afin de générer la déagréation de l'aléa pour 2% en 50 ans pour les ordonnées spectrales à 0.2, 0.5, 1.0 et 2.0 s..

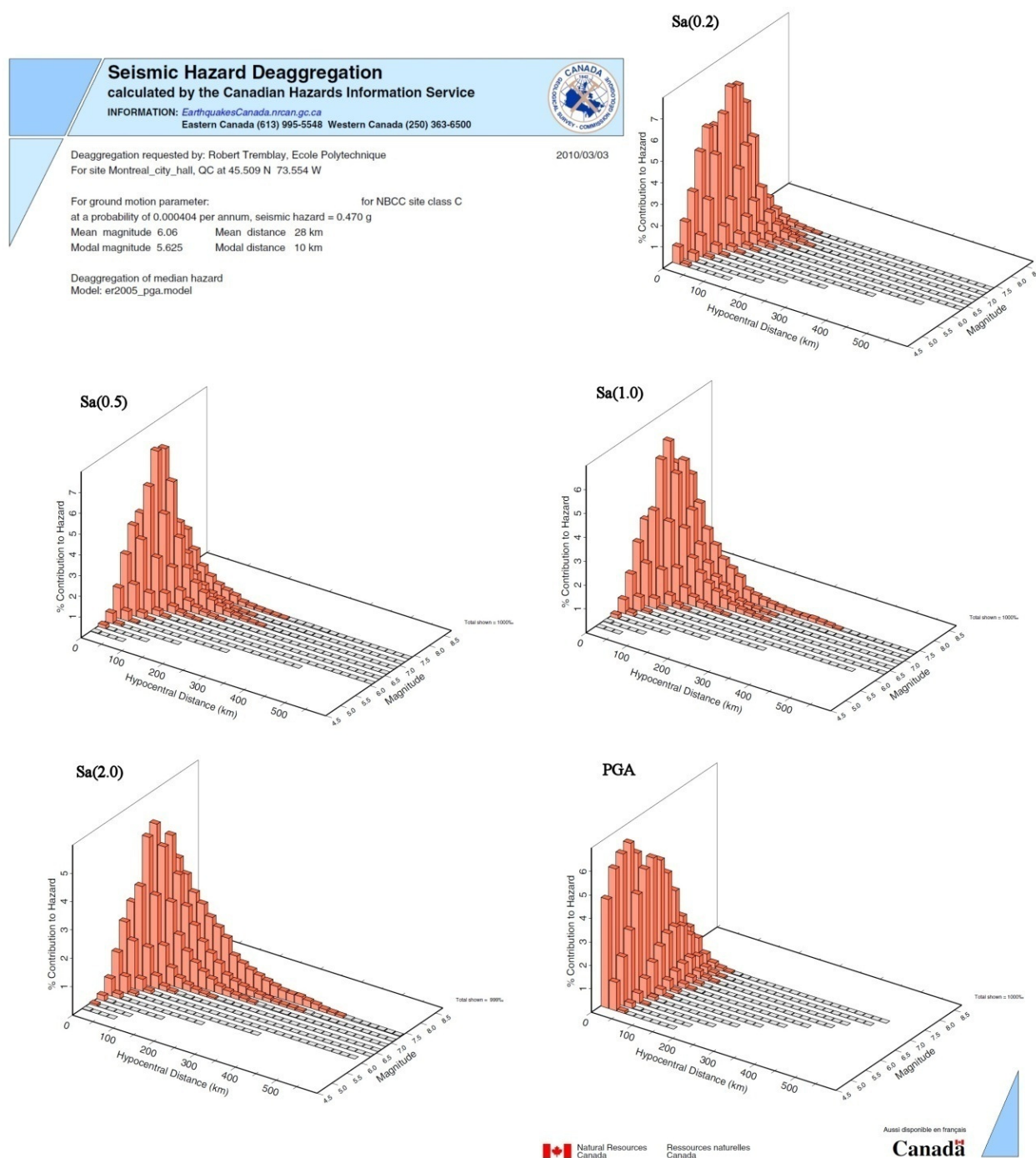


Figure 2.2 Déaggrégation pour Montréal, site de classe C, probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, tiré de Halchuck et al. (2007).

2.1.3 Effet des sols

Le type de sol a une grande influence, surtout sur le contenu fréquentiel des secousses sismiques. Plus le sol est rigide, plus les hautes fréquences seront amplifiées. Très peu d'études considérant l'effet des sols de l'est du Canada sur les secousses sismiques sont disponibles. Boore et Atkinson (2008) ont cependant défini une loi d'atténuation représentant le comportement des ondes sismiques dans les sols de cette région.

Utiliser un logiciel tel que Proshake, Edupro Civil Systems Inc. (1999), peut être une bonne alternative à ces lois d'atténuation (Koboevic et al. 2011). Il s'agit d'un logiciel d'analyses linéaires unidimensionnelles pouvant considérer la présence des sols sur l'effet des secousses sismiques. L'utilisateur doit alors spécifier les propriétés dynamiques des couches de sol telles que la masse volumique, le facteur d'amortissement ainsi que la vitesse des ondes de cisaillement.

La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs du sol ($V_{s,30}$) est un bon indicateur de la rigidité du sol et est donc utilisée afin de les classer. Le tableau 2.1 illustre la classification des sols selon $V_{s,30}$ utilisée dans le CNB (2005).

Tableau 2.1 Classification sismique des sols, tiré du CNB (2005)

<p align="center">Tableau 4.1.8.4.A. Catégories en fonction de la réponse sismique des emplacements Faisant partie intégrante des paragraphes 4.1.8.4. 2) et 3)</p>				
Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A.		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_s (m/s)	Résistance moyenne à la pénétration standard, \bar{N}_{60}	Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u
A	<i>Roche dure</i>	$\bar{V}_s > 1500$	s/o	s/o
B	<i>Roche</i>	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	s/o	s/o
C	<i>Sol très dense et roche tendre</i>	$360 < \bar{V}_s < 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	<i>Sol consistant</i>	$180 < \bar{V}_s < 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 \text{ kPa} < s_u \leq 100 \text{ kPa}$
E	<i>Sol meuble</i>	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
		Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : <ul style="list-style-type: none"> • indice de plasticité : $PI > 20$; • teneur en eau : $w \geq 40$ %; et • résistance du sol non drainé au cisaillement : $s_u < 25$ kPa 		
F	<i>Autres sols⁽¹⁾</i>	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		

2.2 Considération sismologique pour l'est de l'Amérique du Nord

2.2.1 Paramètres de potentiel de dommage

Différents paramètres indépendants de la structure permettent d'illustrer le potentiel de dommage des secousses sismiques. Ces paramètres peuvent être évalués avant l'analyse dynamique et sont donc un premier groupe d'indicateurs des différentes secousses sismiques. Voici les principaux indicateurs :

- PGA : Accélération de pointe au sol;
- RMSA : Racine carrée de la moyenne des carrés des accélérations, « root mean square acceleration », indicateur de l'amplitude et du contenu fréquentiel;

$$RMSA = \sqrt{\frac{\int_{t_1}^{t_2} a(t)^2 dt}{t_2 - t_1}} \quad (2.1)$$

Où $a(t)$ est l'accélération du sol (g) tandis que t_1 et t_2 sont respectivement le temps (s) au début et à la fin de la section de l'accélérogramme étudiée.

- PGV : Vitesse de pointe au sol;
- RMSV : Racine carrée de la moyenne des carrés des vitesses, « root mean square velocity »;

$$RMSV = \sqrt{\frac{\int_{t_1}^{t_2} v(t)^2 dt}{t_2 - t_1}} \quad (2.2)$$

Où $v(t)$ est la vitesse du sol (m/s).

- PGD : Déplacement de pointe au sol;
- a/v : Accélération maximale (a) divisée par la vitesse maximale (v), indicateur du contenu fréquentiel;
- ad/v^2 : Produit de l'accélération maximale (a) et du déplacement maximal (d) divisé par le carré de la vitesse maximale (v^2), indicateur énergétique de la secousse;
- AI : « Arias Intensity », indicateur énergétique;

$$\frac{\pi}{2g} \int_0^\infty (a(t))^2 dt \quad (2.3)$$

- CAV : Vitesse absolue cumulative, indicateur de dommage global;

$$CAV = \int_0^{t_{max}} |a(t)| dt \quad (2.4)$$

- SIa : Intensité de l'accélération spectrale;

$$SIa = \int_{0.1}^{0.5} Sa(\xi = 0.05, T) dT \quad (2.5)$$

- SIv : Intensité de la vitesse spectrale;

$$SIv = \int_{0.1}^{0.5} Sv(\xi = 0.05, T) dT \quad (2.6)$$

- D3 : Durée significative, le temps que prend la secousse à établir entre 5 % et 95 % de son AI final;
- NZC : Nombre de croisement de zéro;
- PPS : Période prédominante de vibration;

$$PPS = \frac{2 \cdot D3}{NZC} \quad (2.7)$$

2.3 Critères de sélection des accélérographes

Il est important de s'assurer que la sélection d'accélérographes pour des fins d'analyses dynamiques transitoires soit faite judicieusement sans quoi certaines fréquences peuvent être négligées. Katsanos et al. (2010) font le point sur l'état-de-l'art sur les méthodes de sélection de secousses sismiques historiques.

2.3.1 Magnitude (M) et distance (R)

Ces premiers critères de sélection consistent à établir des limites supérieures et inférieures de magnitudes et de distances hypocentrales correspondant aux valeurs utilisées dans la déagréation. Il faut ensuite faire ressortir les secousses répondant à ces critères dans des bases de données mises à la disposition des ingénieurs. Se fier seulement sur ces deux critères est de plus en plus critiqué, car la réponse d'une structure à plusieurs secousses sismiques ayant la même magnitude et la même distance hypocentrale peut être très différente d'un cas à l'autre tel que démontré dans les études de Iervolino et Cornell (2005).

La magnitude et la distance ont cependant une influence significative sur le spectre de réponse car, tel que démontré par Abrahamson et Silva (1997), plus la distance hypocentrale est grande, plus la période dominante du spectre de réponse d'un séisme augmente. En ajoutant d'autres paramètres de sélection tels que le contenu fréquentiel de la secousse, le type de sol et la durée significative, il est possible d'obtenir une sélection plus éclairée. Cependant, la sélection n'utilisant que la magnitude et la distance comme critères est pratique courante, car elle est très facile d'utilisation.

2.3.2 Contenu fréquentiel

Le ratio a/v , soit accélération de pointe au sol (m/s^2) divisée par la vitesse de pointe (m/s), permet de considérer le contenu fréquentiel de l'accélérogramme. Un ratio a/v élevé indique habituellement une secousse ayant un contenu riche en hautes fréquences tandis qu'un ratio a/v faible indique un contenu élevé en basses fréquences (Heidebrecht et al. 1988). Il est recommandé de faire varier ce facteur parmi les secousses sélectionnées afin de couvrir une large gamme de fréquences.

2.3.3 Type de sol

Il est possible de considérer le profil géotechnique. Ce profil est habituellement représenté par la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres de profondeur ($V_{s,30}$). Ce critère contrôle le contenu fréquentiel de l'accélérogramme car un sol constitué de roc, donc très rigide, aura un contenu en haute fréquence beaucoup plus élevé qu'un sol plus lâche. $V_{s,30}$ doit être limité selon la classe de sol selon les recommandations du CNB (2005; voir Fig. 2.3).

2.3.4 Durée significative

La durée significative est mesurée en secondes et représente le temps qui est nécessaire à l'AI pour accumuler entre 5 % et 95 % de sa valeur finale (il s'agit ici d'une définition parmi d'autres). Tel que mentionné par Bommer et Scott (2000), la durée peut être considérée comme une composante secondaire car elle est habituellement fonction de la magnitude. Celle-ci est contrôlée par la durée de la rupture le long de la faille et donc déjà prise en considération. Iervolino et al. (2006) ont prouvés que la réponse maximale d'une structure n'est pas fonction de

la durée de la secousse tandis que les dommages reliés à la dissipation d'énergie tels que la fatigue et le nombre de cycles inélastiques seront affectés par cette dernière.

2.3.5 Environnement tectonique

Il peut être intéressant de considérer le type de faille, le mécanisme de rupture et la direction empruntée par les ondes sismiques. Kawaga et al. (2004) mentionne que l'environnement tectonique influence grandement la puissance des secousses en étudiant l'effet de la profondeur de la faille sur les périodes prédominantes de ces secousses. Bolt et Abrahamson (2003), de leur côté, démontrent que les ondes issues de faille de subduction s'atténuent significativement plus lentement que les ondes de faille de surface.

2.3.6 Spectre cible

Jayaram et al. (2011) proposent un algorithme de sélection de secousses sismiques qui prend en considération le spectre cible recherché. Il vise à obtenir des secousses ayant une moyenne et une variance spécifiée tout minimisant la somme des erreurs au carré entre le spectre cible, S_a , et le spectre de réponse, $S_a^{(s)}$, calculé à l'aide de l'équation (2.8).

$$SSE = \sum_{j=1}^p \left(\ln S_a(T_j) - \ln S_a^{(s)}(T_j) \right)^2 \quad (2.8)$$

Où $S_a(T_j)$ est l'accélération spectrale (g) à la période de vibration T_j (s).

Baker et Cornell (2006) recommandent une alternative au spectre cible, soit le « Conditional Mean Spectra – Epsilon (CMS- ϵ) ». Le spectre cible de type UHS (uniform hazard spectra) est basé sur les accélérations que les secousses peuvent produire sur toutes les périodes de vibration significatives. En réalité, les secousses sismiques issues d'un tremblement de terre particulier touchent particulièrement plus quelques fréquences et en délaisse d'autres. Il s'agit donc de modifier le spectre cible afin de se concentrer plus sur les périodes de vibration ayant une grande influence sur la structure étudiée. « ϵ » représente l'écart type par lequel $\ln(S_a(T))$ d'une secousse diffère de la moyenne de $\ln(S_a(T))$ de l'équation d'atténuation 2.9 de Boore et al. (1997).

$$\ln(y) = b_1 + b_2(M - 6) + b_3(M - 6)^2 + b_5 \ln(r) + b_v \ln \left(\frac{V_{s,30}}{V_A} \right) \pm \epsilon \cdot \sigma_{\ln(y)} \quad (2.9)$$

- Où : $r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2}$

- $b_1 = \begin{cases} b_{1SS} & \text{Pour une faille décrochante} \\ b_{1RS} & \text{Pour une faille inverse ou normale} \\ b_{1ALL} & \text{Si le mécanisme n'est pas spécifié} \end{cases}$
- y est le paramètre du tremblement de terre, réponse de la pseudo accélération (g)
- $v_{s,30}$ est la vitesse (m/s) des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs du sol;
- M est la magnitude de la secousse;
- r_{jb} est la distance épacentrale (km) de la faille;
- h est la profondeur (km) fictive déterminée par la régression;
- $b_{1SS}, b_{1RS}, b_{1ALL}, b_2, b_3, b_5, b_v$ et V_a sont des paramètres à déterminer.

2.4 Méthodes d'étalonnage

De nombreuses méthodes d'étalonnage de secousses sismiques existent dans la littérature. Un grand nombre d'entre elles ont été répertoriés, tel que montré dans le tableau 2.2. Les premières méthodes consistent à déterminer un facteur de multiplication scalaire afin d'ajuster les secousses tandis que les deux dernières consistent à modifier le contenu fréquentiel afin de coller le spectre cible. Les méthodes utilisant des scalaires pour étalonner ont l'avantage d'utiliser de vraies secousses, donc d'avoir des données sismologiques réelles. Certains disent que les méthodes modifiant le contenu des accélérographes entraînent la perte des pics naturels, ce qui est peu représentatif d'un séisme réel, tel qu'énoncé par Luco et Bazzurro (2007). Veuillez noter qu'aucune méthode se rapportant au CMS ou CMS- ϵ n'a été considérée dans le cadre de cette recherche.

Tableau 2.2 Synthèse des différentes méthodes d'étalonnage

Étalonnage à l'aide d'un scalaire	
Nom	Commentaires
PGA	Ne prend pas en considération le contenu fréquentiel.
Sa(T ₁)	Précis pour un SDOF élastique; Ne prend pas en considération les modes de vibration supérieurs ou la plastification.
T ₂ – 1.2 T ₁	Considère les deux premiers modes de vibration, T ₁ et T ₂ ; Amélioration de Sa(T ₁).
Sa(T ₁)-Sa(T ₂)	Considère les deux premiers modes de vibration, T ₁ et T ₂ .
SIv	Se base seulement sur le spectre de vitesse.
SIv – Sa(T ₁)	Combinaison de Sa(T ₁) et SIv.
SIa	Ne dépend pas des périodes de vibration structure étudiée; L'utilisateur est libre d'étalonner sur la plage de périodes de son choix.
Rozon (2008)	La plage de périodes d'étalonnage change d'une secousse à l'autre.
ASCE (2005)	Très conservateur.
ATC (2009)	Tient compte de l'effet de groupe.
LS (1997)	Ne dépend pas des périodes de vibration structure étudiée.
ATK (2009)	Ne dépend pas des périodes de vibration structure étudiée.
MSE (2010)	Similaire à LS cependant un facteur unique par secousse.
MPS (2010)	Méthode compliquée et difficile d'application.
Méthodes de concordance spectrale	
FD	Ne génère pas des déplacements réalistes (nécessite des filtres).
TD	Méthode prometteuse.

2.4.1 Étalonnage au PGA

Pour appliquer cette méthode, il s'agit de multiplier l'accélérogramme par un facteur permettant au PGA de cette dernière d'être égale au PGA cible, soit 0,43 g pour Montréal avec un sol de classe C. L'équation 2.10 permet d'y arriver.

$$F_{PGA} = \frac{PGA_{cible}}{PGA_{secousse}} \quad (2.10)$$

Cette méthode est très critiquée du fait qu'elle ne prend pas en considération le contenu fréquentiel de la secousse. Le résultat est une très grande dispersion dans les indicateurs de

potentiel de dommage des séismes, tel que mentionné par Nau et Hall (1984), Miranda (1993), Vidic et al. (1994) et Shome et Cornell (1998).

2.4.2 Étalonnage à $Sa(T_1)$

Naumoski et al. (2004) détaillent cette méthode qui consiste à étalonner en multipliant par un facteur $F_{Sa(T_1)}$. Ce scalaire, indiqué à l'équation 2.11, permet d'obtenir une réponse spectrale Sa à la période de vibration naturelle de la structure T_1 égale à l'accélération du spectre cible à cette même période de vibration.

$$F_{Sa(T_1)} = \frac{Sa(T_1)_{cible}}{Sa(T_1)_{secousse}} \quad (2.11)$$

Cette méthode est, sans aucun doute, très précise pour un système élastique à un degré de liberté cependant, elle ne prend pas en considération les modes de vibration supérieurs qui peuvent être importants dans les structures ayant une certaine élévation. Tel que mentionné par Mehanny (1999), Alavi et Krawinkler, (2000) et Kurama et Farrow (2003), ce manquement concernant les modes supérieurs aura une influence significative sur la réponse de certaines structures. Cette méthode ne considère également pas le fait que la période T_1 puisse s'allonger avec le comportement ductile d'une structure.

2.4.3 Étalonnage $T_2 - 1.2T_1$

Recommandée par Naumoski et al. (2004), l'étalonnage entre T_2 et $1.2 T_1$ vise à s'assurer que l'aire sous le spectre de réponse entre ces deux périodes soit égale au spectre cible sur cette même plage. Le tout permet de considérer le deuxième mode de vibration dans l'analyse tout en allongeant la période naturelle. Cette modification est justifiée, car la T_1 risque de s'allonger face au comportement non linéaire de la structure.

$$F_{T_2-1.2T_1} = \frac{\int_{T_2}^{1.2T_1} Sa_{cible}(T) dT}{\int_{T_2}^{1.2T_1} Sa_{secousse}(T) dT} \quad (2.12)$$

Où Sa est l'accélération spectrale et dT est le pas de temps (périodes).

2.4.4 Étalonnage à $Sa(T_1) - Sa(T_2)$

Cette méthode, introduite par Bazzurro (1998), permet de pallier un des problèmes de la méthode $Sa(T_1)$ en considérant le second mode de vibration de la structure à l'aide de $Sa(T_2)$ et du ratio

$Sa(T_1)/Sa(T_2)$. Ce scalaire améliore la précision de l'étalonnage qui manque cependant de précision pour les séismes de faible distance hypocentrale.

2.4.5 Méthode SIv

Le scalaire déterminé par cette méthode permet à la vitesse spectrale de la secousse d'être équivalente à la vitesse spectrale cible pour la période naturelle de réponse de la structure. L'équation 2.13 illustre cette relation.

$$F_{SIv} = \frac{SIv(T_1)_{cible}}{SIv(T_1)_{secousse}} \quad (2.13)$$

Où SIv est la vitesse spectrale.

2.4.6 Méthode SIv – Sa(T₁)

Dans ce cas, il s'agit d'appliquer le scalaire d'étalonnage F_{SIv} déterminé précédemment, équation 2.13, suivi d'un scalaire $F_{Sa(T_1)} \geq 1$, déterminé à l'équation 2.11, permettant de s'assurer que l'accélération spectrale soit égale ou plus élevée que le spectre de conception à la période T_1 . Cette méthode permet d'être plus conservateur qu'avec les méthodes SIv ou $Sa(T_1)$ appliquées individuellement.

2.4.7 Méthode SIa

Afin d'appliquer la méthode SIa, il faut, en premier lieu, déterminer entre quelles périodes l'accélérogramme sera étalonné. Une possibilité est d'utiliser les périodes 0 s et 4 s comme bornes afin de considérer toutes les périodes de vibration habituellement rencontrées cependant, ces bornes peuvent varier dépendamment de la structure étudiée. Une fois cela fait, il faut calculer l'aire sous la courbe représentant le spectre cible ainsi que l'aire sous la courbe du spectre de réponse entre ces deux périodes sélectionnées. Le facteur d'étalonnage à utiliser est déterminé à l'aide de l'équation (2.14) afin d'obtenir une aire égale sous les deux courbes.

$$F_{SIa} = \frac{\int_0^4 Sa_{cible}(T) dT}{\int_0^4 Sa_{secousse}(T) dT} \quad (2.14)$$

2.4.8 Méthode Rozon 2008

Cette méthode est issue du mémoire de Rozon (2008) qui traite le comportement des cadres à contreventement excentrique de faible et moyenne hauteur. Il recommande l'utilisation d'une méthode semblable à SIa décrite dans la section 2.5.5. Cependant, la plage de périodes sur lesquels les secousses sismiques sont étalonnées est variable selon les cas :

- S'il s'agit d'une secousse de basse magnitude ($M = 6.5$) et de courte distance ($r < 20 \text{ km}$), l'étalonnage doit être fait sur de courtes périodes, soit $0.2 \text{ s} < T < 2 \text{ s}$ et ce, sur une plage d'au moins 0.7 s . Le choix exact de la plage revient à l'utilisateur;
- Les événements de hautes magnitudes ($M = 7.5$) et longues distances ($r > 20 \text{ km}$) doivent être étalonnés sur des périodes $T > 1 \text{ s}$ et ce, sur une plage d'au moins 1.5 s ;
- Tout au long de cette plage sélectionnée, l'aire sous le spectre de réponse ne doit pas différer de plus de 5% du spectre cible;
- Sur cette même plage, l'accélération spectrale (g) ne doit pas s'éloigner de plus de 40% de l'accélération cible;
- L'écart entre le spectre de réponse et le spectre cible doit être minimisé.

2.4.9 Méthode ASCE 2005

La méthode ASCE est celle prescrite par le code ASCE/SEI7-05 (2005) où le spectre de réponse entre $0.2 T_l$ et $1.5 T_l$, où T_l est la période naturelle de vibration de la structure, ne peut pas être inférieure au spectre cible pour chaque période $T(\text{s})$ entre ces mêmes deux bornes. Cette méthode est également recommandée par le « International Building Code » (IBC), ICBO (2006) et par le « California Building Code » (CBC), ICBO (2007).

2.4.10 Méthode ATC 2009

Cette méthode est celle présentée et recommandée par ATC (2009). Elle est constituée des deux étapes qui sont décrites ci-dessous :

1. Minimiser la variabilité entre les différents accélérogrammes qui est dû à la variation dans la magnitude (M), la distance (R) et les caractéristiques spécifiques de chaque site. La première étape consiste à déterminer la valeur médiane du PGV de la série

d'accélérogrammes au complet. Chaque accélérogramme doit ensuite être étalonné de façon à avoir un PGV égal au PGV médian, soit à l'aide de l'équation 2.15;

$$F_{ATC1} = \frac{PGV_{médian}}{PGV_{secousse}} \quad (2.15)$$

2. Prendre en considération le spectre cible ainsi que la période de vibration naturelle de la structure étudiée, T_I . Il faut déterminer l'accélération spectrale cible du code pour la période T_I , puis l'accélération du spectre de réponse pour chacune des secousses. En utilisant l'équation 2.16, le facteur unique qui sera appliqué à chaque secousse est déterminé :

$$F_{ATC2} = \frac{Sa_{cible}(T_1)}{Médiane(Sa_{réponse}(T_1))} \quad (2.16)$$

Tel qu'indiqué, la deuxième étape ne génère qu'un seul facteur qui est appliqué à l'ensemble des secousses sismiques.

2.4.11 Méthode LS

Le projet SAC, mené par Somerville et al. (1997), propose l'utilisation d'une autre méthode d'étalonnage nommée « least squares – LS ». Il s'agit de déterminer un seul facteur scalaire utilisé sur toute la série de secousses. Ce facteur doit être tel qu'il minimisera la somme des carrés des erreurs entre le spectre cible et les spectres de réponse de chaque accélérogrammes selon le poids associé à chacune de ces périodes de vibration. Les poids utilisés sont 0.1, 0.3, 0.3 et 0.3 pour respectivement $T = 0.3$ s, 1.0 s, 2.0 s, 4.0 s.

2.4.12 Méthode ATK

La méthode d'Atkinson (2009a) est celle qui est également recommandée pour étalonner ses secousses simulées tel que décrit à la section 2.7. Dans le cas présent, il n'est cependant pas question de sélection de secousse mais seulement d'étalonnage. Pour y arriver, il faut déterminer sur quelles périodes les secousses seront étalonnées, puis les multiplier par le facteur égal à la moyenne de $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{simul}}$ entre les périodes de vibration T_1 et T_2 où Sa_{cible} est le spectre cible et Sa_{simul} est le spectre de réponse d'un accélérogramme simulé.

$$F_{ATK} = \frac{\int_{T_1}^{T_2} \left[\frac{Sa_{cible}(T_i)}{Sa_{simul}(T_i)} dT \right]}{T_2 - T_1} \quad (2.17)$$

2.4.13 Méthode Mean Square Error

Méthode utilisée par la base de données de PEER et détaillée dans le rapport technique PEER (2010a), le « Mean Square Error » (MSE) signifie la moyenne du carré de l'erreur entre les logarithmes naturels du spectre cible et du spectre de réponse. Il s'agit en fait de trouver le facteur d'étalonnage qui minimisera cette erreur. L'axe T, représentant la période du spectre, est subdivisé en un grand nombre (T_i) également espacé selon $\ln(T)$. Le MSE est ensuite calculé à l'aide de l'équation 2.18.

$$MSE = \frac{\sum_i w(T_i) \{ \ln[Sa_{cible}(T_i)] - \ln[f * Sa_{réponse}(T_i)] \}^2}{\sum_i w(T_i)} \quad (2.18)$$

Le facteur minimisant MSE est calculé automatiquement lorsque demandé dans la base de données de séismes historiques de PEER.

2.4.14 Méthode Modal Pushover

La méthode du « Modal Pushover » (MP) (Kalkan et Chopra 2010) est la méthode la plus compliquée à appliquer parmi celles qui consistent à étalonner à l'aide d'un facteur scalaire. Pour l'appliquer, il faut suivre les étapes suivantes :

Structure dont la réponse est contrôlée par le premier mode de vibration

1. Déterminer la relation de cisaillement à la base-déplacement au toit, $V_{bl}-u_{rl}$, ou la courbe de poussée latérale, « pushover », non linéaire à l'aide d'une distribution des forces $s_1^* = m\phi_1$ où m est la matrice des masses et ϕ_1 le premier mode;
2. Déterminer le facteur de plastification-réduction de résistance R_y déterminé par l'équation 2.19;

$$R_y = \frac{M_1^* \bar{A}_1}{V_{b1y}} \quad (2.19)$$

Où M_1^* représente les masses modales effectives, V_{b1y} est la limite élastique en cisaillement déterminé à l'aide de la courbe de poussée latérale.

3. Convertir la courbe de poussée latérale à la relation force-déformation $F_{s1}/L_1 - D_1$ du premier mode de vibration inélastique à l'aide de $F_{s1}/L_1 = V_{b1}/M_1^*$ et $D_1 = u_{r1}/\Gamma_1 \phi_{r1}$ où $L_1 = \phi_1^T \mathbf{m} \mathbf{t}$, $\Gamma_1 = (\phi_1^T \mathbf{m} \mathbf{t})/(\phi_1^T \mathbf{m} \phi_1)$;
4. Pour le premier mode de vibration non linéaire, déterminer la déformation cible $\overline{D}_1' = C_R \overline{D}_1$, où $\overline{D}_1 = (T_1/2\pi)^2 \overline{A}_1$, \overline{A}_1 est l'accélération spectrale au premier mode de vibration et C_r est une valeur empirique détaillée par Kalkan et Chopra (2010);
5. Déterminer la déformation maximale $D_1' = \max|D_1(t)|$ du premier mode de vibration;
6. Calculer la différence entre la déformation cible \overline{D}_1' et la déformation maximale D_1' à l'aide du facteur de tolérance ε et de l'équation 2.20;

$$\Delta_1 = \frac{|\overline{D}_1' - D_1'|}{D_1'} < \varepsilon \quad (2.20)$$

7. Déterminer le facteur d'étalonnage permettant de respecter la condition 2.21. Ce processus requiert des itérations des étapes 5 et 6;

Structure dont la réponse est contrôlée par plusieurs modes de vibration

8. Déterminer les déformations cible des modes supérieurs de vibration en les considérant comme élastiques à l'aide de $\overline{D}_n = (T_n/2\pi)^2 \overline{A}_n$;
9. Déterminer la déformation maximale des modes supérieurs de vibration à l'aide de $D_n = \max |D_n(t)|$;
10. Calculer la différence entre la déformation cible \overline{D}_n et la déformation maximale D_n à l'aide de l'équation 2.21 et classer les secousses sismiques en fonction de la valeur de Δ_n obtenue. Plus sa valeur est basse plus l'accélérogramme est approprié;

$$\Delta_n = \frac{|\overline{D}_n - D_n|}{D_n} \quad (2.21)$$

11. Sélectionner les secousses adéquates à l'aide de ce classement et des facteurs d'étalonnages déterminés à l'étape 7.

2.4.15 Domaine des fréquences

La méthode agissant dans le domaine des fréquences (Silva et Lee 1987) est une des deux méthodes de correspondance spectrale (« Spectral matching ») analysées dans la présente étude.

Elle débute en décomposant l'accélérogramme en une série Fourier, c'est-à-dire une somme de fonctions de sinus et de cosinus. Il faut noter qu'une secousse est d'une durée limitée tandis qu'une série Fourier est illimitée et de nature répétitive (périodique). Il est donc important d'ajouter une quantité suffisante de 0 au début et à la fin du signal afin d'agir comme tampon pour éviter que la série Fourier ne prenne des valeurs pouvant influencer les résultats juste avant et après les valeurs étudiées.

Par la suite, les amplitudes des coefficients de la série de Fourier sont modifiées individuellement afin d'amplifier ou diminuer l'influence que certaines fréquences de vibration ont sur le spectre de réponse. L'angle de phase est conservé. On procède ensuite à la transformée inverse de Fourier pour obtenir un accélérogramme modifié. La convergence est assumée lorsque l'erreur entre le spectre de réponse et le spectre cible est sous une limite fixée par l'utilisateur.

Une distorsion est cependant notée dans le déplacement (Shahbazian et Pezeshk, 2010) par conséquent, l'application de corrections tel que conseillé dans la section 2.6 est nécessaire.

Les logiciels Spectre, Leclerc (2006), et RASCAL, Silva et Lee (1987), permettent de modifier des accélérogrammes dans le domaine des fréquences.

2.4.16 Domaine du temps

Cette méthode, expliquée plus en détails par Mukherjee et Gupta (2002) et Hancock et al. (2006), modifie également le contenu de l'accélérogramme afin d'obtenir la compatibilité avec un spectre cible. Elle le fait en ajoutant ou soustrayant des ondelettes au signal initial. Une ondelette ψ est une fonction centrée à 0 respectant l'équation 2.22.

$$\int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) dt = 0 \quad (2.22)$$

Où $\psi(t)$ est la fonction représentant l'ondelette en fonction du temps

Normalisée par $\|\psi\| = 1$

Il existe plusieurs types d'ondelettes cependant, celle recommandée par Ordóñez (2011) est l'ondelette sinusoïdale corrigée montrée dans la figure 2.3.

Les logiciels RSPmatchEDT, Ordóñez (2011), WaveGen, Gupta (2002), et SeismoMatch, SeismoSoft (2010b) peuvent effectuer cette transformation. En modifiant le contenu de

l'accélérogramme de départ à l'aide d'ondelettes, le spectre de réponse tend à concorder avec le spectre cible lorsque la convergence est suffisante.

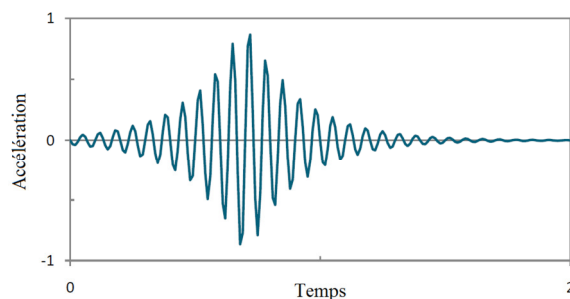


Figure 2.3 Ondelette sinusoïdale corrigée

2.5 Filtres et correction de la ligne directrice

2.5.1 Erreurs dans les enregistrements

L'utilisateur doit noter qu'un accélérogramme n'est jamais une parfaite représentation de la secousse sismique. Tel que Boore et Bommer (2005) l'explique, les erreurs peuvent avoir de nombreuses sources, la première venant des accélérographes analogues fonctionnant à l'aide d'un pendule. La fréquence de vibration de ce pendule peut influencer le signal enregistré, il est très difficile de capturer des hautes fréquences avec ce type d'appareil. Les accélérographes modernes sont digitaux donc ils ne sont pas assujettis à ce type d'erreur.

Des erreurs telles qu'un bruit de haute fréquence ou une erreur humaine peuvent également être introduites lors de la numérisation des signaux qui ne sera jamais parfaitement effectuée.

Les vitesses et les déplacements non réalistes des secousses sismiques sont habituellement dues à l'ignorance des conditions initiales (constantes d'intégration) lors de l'intégration de l'accélérogramme. Il est alors assumé que l'accélération initiale et la vitesse initiale sont nuls.

Chaque correction doit être justifiée indépendamment les unes par rapport aux autres par l'utilisateur, car la solution choisie est spécifique à chaque problème. Si possible, il est recommandé de ne pas appliquer de correction afin de conserver un maximum d'information concernant l'enregistrement initial.

2.5.2 Filtres

Les filtres permettent d'atténuer, voire d'éliminer, certaines bandes de fréquences. Cela est habituellement nécessaire quand, dans la courbe de vitesse ou de déplacement en fonction du temps, une ondulation non habituelle est observée. Ce phénomène est observable sur l'accélérogramme du séisme d'Imperial Valley, El Centro, de la figure 2.4 où un filtre éliminant les fréquences sous 10 Hz a été appliqué. Il est important de limiter le filtre afin de ne pas retirer de parties importantes du signal. Ces filtres sont appliqués en décomposant le signal en séries Fourier, éliminant certaines amplitudes et en recomposant l'accélérogramme corrigé. Il est possible de retirer les basses fréquences, les hautes fréquences ou les fréquences contenues dans une bande intermédiaire. Le logiciel SeismoSignal, SeismoSoft (2010a) peut être utilisé pour appliquer ces corrections.

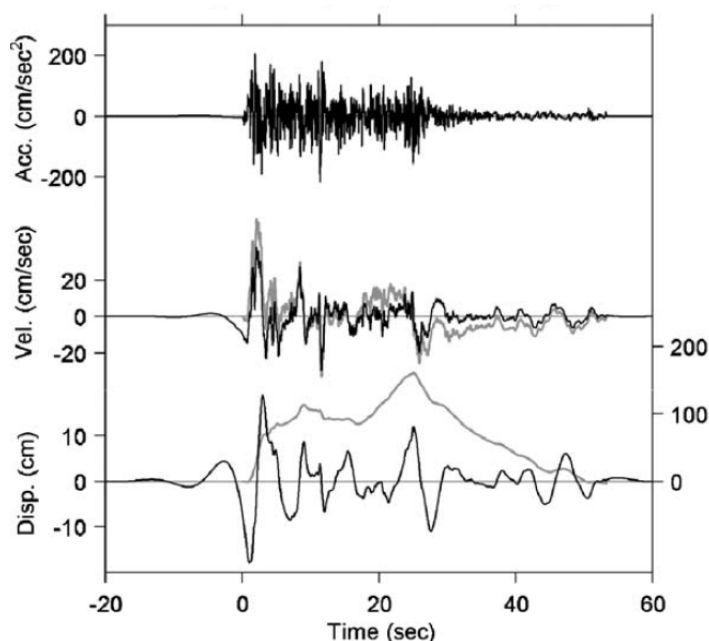


Figure 2.4 Accélération, Vitesse et déplacement du séisme d'Imperial Valley, El Centro filtré à $f_c = 0.10 \text{ Hz}$ en noir et non filtré en gris. Tiré de Boore et Bommer (2005)

2.5.3 Correction de la ligne directrice (« Baseline correction »)

Il arrive que la courbe représentant le déplacement en fonction du temps s'éloigne graduellement de 0, atteignant des valeurs non réalistes. Cela est dû, en partie, à la double intégration de l'accélérogramme sans que les conditions limites, les constantes d'intégration, ne soient connues.

La figure 2.5 montre un exemple de cette situation à l'aide de l'enregistrement du tremblement de terre Chi-Chi 1999. Il y a évidemment une erreur causant une distorsion dans le signal. Une correction de la ligne directrice permet de diriger cette droite afin de s'assurer qu'elle oscille autour de 0. Il existe des corrections linéaires, quadratiques et cubiques, dépendamment de l'allure que prend la courbe à corriger. Ce type de correction est applicable à l'aide de SeismoSignal, SeismoSoft (2010a).

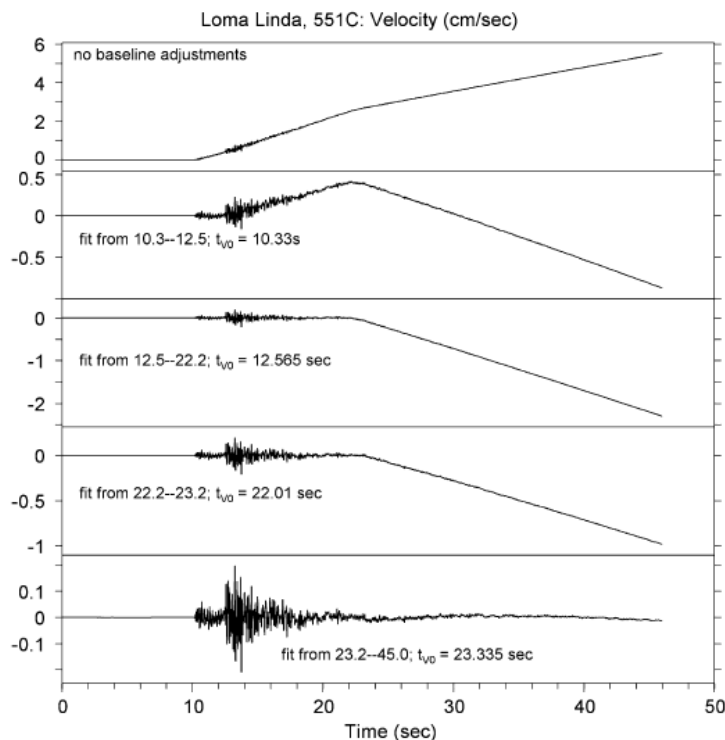


Figure 2.5 Vitesse en fonction du temps de l'enregistrement du tremblement de terre Loma Linda avant et après la correction de la ligne directrice. Tiré de Boore et Bommer (2005)

2.6 Accélérogrammes simulés

Les banques de données de secousses sismiques historiques n'ont pas une grande quantité d'enregistrements représentant des tremblements de terre représentatifs du nord-est de l'Amérique. Ce problème a été très limitant dans la facilité de se procurer des séries d'accélérogrammes reflétant la situation de cette région. Atkinson (2009a) a présenté une solution à ce problème en générant numériquement des accélérogrammes respectant les normes du CNB 2005 en utilisant la méthode « finite-fault ».

À l'aide du logiciel EXSIM, de Motazedian et Atkinson (2005), les simulations prennent en considération de nombreux facteurs dont l'atténuation des ondes et la géométrie des ruptures. Ce logiciel a été créé afin de respecter les situations de l'ouest et de l'est canadien. La banque d'accélérogrammes complète est disponible en visitant le site web du professeur Atkinson (2009b). Avant leur utilisation, il est cependant requis de procéder à la sélection et à l'étalonnage des différents accélérogrammes afin de s'adapter à un spectre cible d'un site en particulier. L'étalonnage doit être fait sur une plage de périodes de vibration déterminé par l'utilisateur.

La première étape consiste à déterminer l'écart type de $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{simul}}$ où :

- Sa_{cible} est le spectre cible;
- Sa_{simul} est le spectre de réponse d'un accélérogramme simulé.

Il faut ensuite sélectionner les accélérogrammes en conservant ceux qui ont le plus petit écart type de $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{simul}}$.

Les secousses sélectionnées sont ensuite étalonnées à l'aide d'un facteur étant égal à la moyenne de $\frac{Sa_{cible}}{Sa_{simul}}$ pour chaque accélérogramme à l'aide de l'équation 2.23. Dans ce cas en particulier, la plage d'étalonnage sélectionné est de 0 s à 4 s.

$$F_{ATK} = \frac{\int_0^4 \left[\frac{Sa_{cible}(T_i)}{Sa_{simul}(T_i)} dT \right]}{4-0} \quad (2.23)$$

2.7 Caractérisation sismique de systèmes inélastiques

2.7.1 Matériaux, écrouissage

Un système à un degré de liberté peut être représenté physiquement par une masse située au bout d'un ressort et d'un amortisseur. Cette masse peut osciller lorsqu'une accélération variant dans le temps y est appliquée, l'énergie sera cependant graduellement dissipée par l'amortisseur une fois cette accélération retirée.

L'hystérésis de la structure va déterminer son comportement élastique et plastique. Il peut être simplement élastique, ce qui est le cas le plus simple à évaluer. Ce système est représenté sur la figure 2.6 si la valeur de $rk_0 = k_0$, où rk_0 représente la rigidité plastique tandis que k_0 est la rigidité

élastique. Le système peut habituellement entrer dans une phase plastique lors d'un séisme important (CNBC 2005). Lorsque la force dans le ressort dépasse la limite élastique F_y , il y a plastification, donc $rk_0 < k_0$. L'hystérésis élastique parfaitement plastique signifie qu'il n'y a pas d'augmentation de résistance lors de la phase plastique, $rk_0 = 0$. Il s'agit, encore une fois, d'un système simplifié.

Les matériaux de construction communément utilisés offrent une certaine augmentation de la résistance (l'écrouissage) lors de la phase plastique. La forme que prendra l'hystérésis dépend cependant des matériaux utilisés.

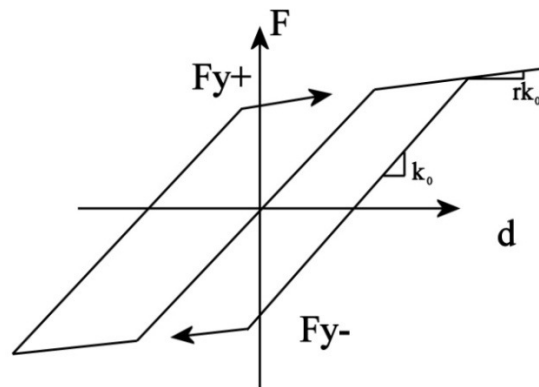


Figure 2.6 Hystérésis plastique simplifié

2.7.2 Indicateur de performance

Lors des analyses dynamiques non linéaires, plusieurs indicateurs de performance peuvent être notés et comparés. Ces indicateurs dépendent de la structure étudiée, en voici quelques-uns intéressants à noter :

- δ : Déplacement;
- Δ : Déplacement inter-étages;
- M : Moment à la base (mur en béton);
- V : Force dans les contreventements (charpente en acier);
- μ : Demande en ductilité.
- Données énergétiques

2.8 Conclusion et présentation du chapitre 3

Tel que démontré dans le présent chapitre, de nombreuses considérations sont à tenir en compte lors de l'analyse dynamique non linéaire de structures, que ce soit par rapport à la sélection des secousses sismiques, la sélection des structures à analyser, la considération des sols ou l'étalonnage même des secousses. Le chapitre 3 de ce mémoire présentera systématiquement les différentes démarches suivies afin d'appliquer et de comparer les différentes méthodes d'étalonnage. Le tout est fait sous forme d'un article scientifique et peut donc être consulté indépendamment du reste du mémoire.

CHAPITRE 3 “GROUND MOTION TIME HISTORY SELECTION AND SCALING FOR NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES LOCATED IN EASTERN NORTH AMERICA”

Auteurs : Dominic Michaud et Pierre Léger

Article soumis pour publication dans la Revue Canadienne de Génie Civil.

Abstract: This paper presents the effectiveness of 7 ground motion scaling methods and two spectral matching methods to achieve compatibility with the CNBC 2005 UHS for Montreal to perform nonlinear seismic analysis. Databases of 30 historical records and 30 ENA simulated records have been selected to compute the reference mean seismic demand as its dispersion. The characteristics and destructive capacity of ground motions have been studied using a large number of indices computed from (i) the records themselves, (ii) a series of SDOF, as well as (iii) a 4-storey steel frame. Record scaling methods to the target spectrum using (i) spectral intensity, SIa, (ii) reducing the mean square error, MSE, (iii) and minimizing dispersion (ATK) as well as time domain spectral matching generated coherent seismic demand and dispersion in agreement with the reference values. Spectral matching does not reduce the dispersion of the nonlinear response, and at least 7 records should be used to characterise the seismic response.

Key words: ground motion scaling, spectral matching, nonlinear dynamic analysis, Eastern North America, Canadian National Building Code.

Résumé: Cet article présente l'efficacité de 7 méthodes d'étalonnage des secousses sismiques et de deux méthodes d'ajustement spectral pour assurer la compatibilité avec le UHS CNBC 2005 de Montréal afin d'effectuer des analyses sismiques nonlinéaires. Des bases de données de 30 accélérogrammes historiques et 30 signaux simulés pour l'EAN ont été sélectionnés pour calculer la moyenne de référence de la demande sismique et sa dispersion. Les caractéristiques et la capacité destructrice des secousses sismiques ont été étudiées en utilisant un grand nombre d'indices sur (i) les secousses eux-mêmes, (ii) une série de SDOF, ainsi que (iii) un cadre en acier de 4 étages. Les méthodes d'étalonnage des accélérogrammes au spectre cible utilisant (i) l'intensité spectrale, SIA, (ii) la réduction de l'erreur quadratique moyenne, MSE et (iii) et la minimisation de la dispersion (ATK), ainsi que l'ajustement spectral dans le domaine du temps ont généré une demande sismique cohérente et une dispersion en accord avec les valeurs de référence. L'ajustement spectral ne réduit pas la dispersion de la réponse non linéaire, et au moins 7 accélérogrammes doivent être utilisés pour caractériser la réponse sismique.

Mots clés: Étalonnage des secousses sismiques, ajustement spectral, analyse dynamique nonlinéaire, Est de l'Amérique du Nord, Code National du bâtiment du Canada.

3.1 Introduction

In earthquake resistant design and analysis of building structures there is sometime a need to conduct nonlinear dynamic analyses for research purposes or for practical applications. To do so engineers have to choose one (or several) method to select and scale the input ground motions to be representative of the seismic demand imposed by regulatory bodies such as the uniform hazard spectrum (UHS) from NBCC (NRC 2010, 2005). Two basic options could be considered (1) scaling spectral ordinates without altering the spectral shape, or (2) scaling the spectral ordinates in the frequency domain (FD) or adding wavelets in the time domain (TD) and modifying the spectral shape to match the target spectrum (NIST 2011, Heo et al. 2011, PEER 2009, Hancock et al. 2008). Ideally for nonlinear analysis the use of scaled real historical accelerograms without altering the spectral shape is preferred (Luco and Bazzurro 2007). This is because nonlinear displacement and ductility demands are sensitive to the details of the ground motions containing sequences of peaks and valleys as well as long duration pulses.

Several methods could be used to scale an accelerogram without altering its shape (Huang et al. 2011). These studies have mainly focused on site where representative historical records are available. This is not the case for ENA, where simulated or synthetic earthquake records have been widely used, often in combination with historical records (Hines et al. 2011, Koboevic et al. 2011, Atkinson 2009a). Koboevic et al. 2011 concluded that for ENA selecting and scaling historical records generally give similar mean response as those computed from historical records. Not much variability in seismic response of a 4-storey steel structure was observed from the different proposed scaling methods based on ATC 2009, Atkinson 2009a, and careful record selection to minimize scalar multiplier. No spectral matching (FD, TD) were studied.

If the mean seismic response is to be characterized as well as its dispersion Choi et al. 2008 and ASCE 2005 mention that as many as 30 recorded ground motions could be required to meet the spectral matching criteria for nuclear infrastructures. ATC-63 (2009), in its recommendations to assess existing buildings using nonlinear analysis, provides 22 near field records ($R \leq 10$ km) and 28 far field records ($R \geq 10$ km) for a total of 50 records. As an alternative some building codes (NBCC 2005 with NHERP 2000 as reference) and nuclear regulations (CSA 2010, ASCE 2005a) mention that it is acceptable to use a limited number (at least three) of properly scaled or matched

accelerograms. Moreover, it is often recommended to use the maximum response from three records or the mean of seven records to characterise the seismic demand.

The first objective of this study is to provide guidelines regarding the performance of scaling methods and spectral matching methods for structural systems located in ENA. The second objective is to determine if it is possible to use a reduced number of three or seven ground motions to characterise the mean seismic response and its dispersion. To do so, a selection of 30 historical ground motions (PEER 2010) as well a selection of 30 simulated ground motions (Atkinson 2009a) have been done from existing databases considering magnitude (M), hypocentral distance (R) or closest distance from the recording station to the rupture plane (R_{rup}) and soil (S) corresponding to the deaggregation of the selected site located in Montreal. They have been subsequently scaled and matched to the Uniform Hazard Spectra (UHS) using nine scaling or spectral matching methods. A characterisation of the records is made with the use of several ground motion damage indicators. These time histories are then applied to series of nonlinear single degree of freedom (SDOF) systems to compute the ductility demand. Subsequently, a four-storey multiple-degree-of-freedom (MDOF) steel braced frame is used to assess structural performance indicators on realistic structural systems. Finally, recommendations are formulated regarding the minimum number of records to be used to characterize the mean seismic demand and its dispersion. The standard deviation in the results is an important factor as we wish to be able to obtain constant results no matter which ground motions the engineer selects. The study was carried out in the context of NBCC 2005, however the UHS for Montreal in NBCC 2010 is very similar and all conclusions made from the study are applicable to the current NBCC edition.

3.2 NBCC Code requirements

In NBCC 2005 and 2010 (NRC 2005, 2010) the basic dynamic analysis method is mode superposition using the specified UHS response spectra. In certain case, dynamic linear time history analysis is required especially when the actual time variation of internal forces has to be evaluated. If an explicit quantification of displacement demand and related damage indicators such as ductility is required then nonlinear analyses are to be used to improve the predictions from simpler structural modelling of transient evolution of strength, stiffness and energy dissipation. NBCC user's guide (2005) uses NHERP (2000) as reference stating that an analysis

requires a minimum of three ground motion inputs but the maximum structural response has to be used. To consider the mean structural response, a minimum of seven ground motions is required.

The NBC 2005 target Uniform Hazard Spectra (UHS) used for Montreal with a class C site is shown in Fig. 3.1 This indicates that the “legal” requirements for the spectral shape do not correspond to that of a typical historical (or simulated) ground motion record: (i) the NBCC spectrum does not return to the PGA (peak ground acceleration) at $T=0$, (ii) there is an artificial cut-off of the spectral ordinates for periods shorter than 0.2 s, (iii) there is an increase in the spectral ordinates in the long period range, the value of $S_a(4.0)$ is equal to $0.5 \cdot S_a(2.0)$ as this is the best estimate from seismologists. Obviously the upcoming or past earthquake records do not know about mandatory spectral shapes. Different scaling or spectral matching methodologies altering spectral shape and spectral ordinates will thus lead to different seismic input demand.

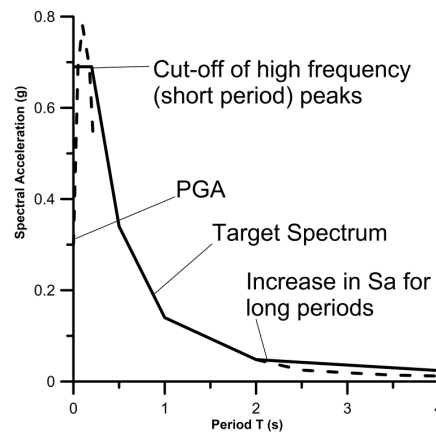


Figure 3.1 Target spectra according to the NBC 2005 for Montreal on a class C site.

3.3 Selection of ground motion records

The selection of ground motion records was performed considering the deaggregation results of the 2% in 50 years hazard (Katsanos et al. 2010, Halchuck et al. 2007). The periods 0.2s to 2.0s were considered.

3.3.1 Historical ground motion records

Historical records are representative of real events in terms of the sequence, intensity, and duration of ground motion pulses. The database used to search and select historical time histories is the PEER (2010a,b). Thirty (30) historical ground motion records were first considered (Table 3.1). These records were divided in two bins of 15 accelerograms. The first group called “Near-

Field” includes ground motions of magnitudes (M) between 5.5 and 6.5 with R_{rup} from 0 km to 15 km. The second group called “Far-Field” consists of ground motion records of moment magnitudes (M) between 6.75 and 7.25 with R_{rup} from 10 km to 90 km. The soil type was defined using the shear-wave velocity at the uppermost 30 m soil layer, $V_{s,30}$, for a class C site: $360 \text{ m/s} < V_{s,30} < 760 \text{ m/s}$ (NBCC 2005). Several historical ground motion records are from events located in California, however they respect the M-R-Soil selection criteria.

Table 3.1 Selected historical Near-Field and Far-Field unscaled ground motion records with magnitude (M), Closest distance from the recording station to the rupture plane (R_{rup}) and the shear wave velocity for the upper 30 meters ($V_{s,30}$). The FN direction was used in each case.

Near-Field historical ground motions						Far-Field historical ground motions					
Event	Year	Station	M	R_{rup} (km)	V_{s30} (m/s)	Event	Year	Station	M	R_{rup} (km)	V_{s30} (m/s)
Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU074	5.9	7.7	549.4	Irpinia, Italy	1980	Brienza	6.9	22.6	500
Coalinga	1983	Skunk Hollow	5.8	11.8	376.1	Loma Prieta (1)	1989	Sunol – Forest Fire St.	6.9	47.6	400.6
Victoria, Mexico	1980	Cerro Prieto	6.3	14.4	659.6	Loma Prieta (2)	1989	SF – Diamond Heights	6.9	71.3	582.9
Mammoth Lakes	1980	Mammoth Lakes H.S.	6.1	4.7	370.8	Kobe, Japan	1995	MZH	6.9	70.3	609
Morgan Hill	1984	Anderson Dam Downst.	6.2	3.3	488.8	Borah Peak	1983	TAN - 719	6.9	84.8	424.8
Irpinia, Italy	1980	Calitri	6.2	8.8	600	Hector Mine	1999	Seven Oaks Dam	7.1	87.2	659.6
Norcia, Italy	1979	Cascia	5.9	4.6	659.6	Cap Mendocino	1992	Fortuna Blvd	7	19.9	457.1
Baja California	1987	Cerro Prieto	5.5	4.5	659.6	Duzce, Turkey	1999	Sakarya	7.1	45.2	471
Friuli, Italy (1)	1976	Forgaria Comino	5.9	14.8	412.4	Landers	1992	Twentynine Palms	7.3	41.4	684.9
Whittier Narrows	1987	Garvey Res. – Ctl Bldg	6	14.5	468.2	Northridge (1)	1994	Lake Hughes 12A	6.7	21.4	602.1
Northridge	1994	Moorpark – Fire Station	5.9	14.7	405.2	Northridge (2)	1994	Carson – Catskill Ave	6.7	50.4	361.2
Coyote Lake	1979	Coyote Lake Dam	5.7	6.1	597.1	New Zealand	1987	Matahina Dam	6.6	16.1	424.8
Sierra Madre	1991	Altadena – Eaton Canyon	5.6	13.2	370.8	Imperial Valley	1979	Superstition Mtn Cam	6.5	24.6	362.4
Upland	1990	Rancho Cucamonga – FF	5.6	11.0	390.2	San Fernando	1971	Fairmont Dam	6.6	30.2	684.9
Oroville	1975	Oroville Seismograph St.	5.9	8.0	622.9	Friuli, Italy (2)	1976	La Crescenta – NY	6.5	15.8	424.8
Average			5.9	8.8	508.7	Average			6.8	43.3	510.0

3.3.2 Simulated ground motion records

There is a lack of strong shaking historical ground motion records for ENA. Therefore 30 simulated records were selected from the database provided by Atkinson (2009a,b) (Table 3.2).

Fifteen (15) near field records for M6 at $10 \text{ km} < R_{\text{fault}} < 15 \text{ km}$ (Closest distance to fault) and fifteen (15) far field records M7 at $40 \text{ km} < R_{\text{fault}} < 100 \text{ km}$ for soil site Class C were selected. In our study, this set of 30 records is considered an alternative to historical records to characterise the seismic demand in ENA.

Table 3.2 Unscaled selected simulated Near-Field and Far-Field ground motions with magnitude (M), Closest distance to fault (R_{fault}), Peak Ground Velocity (PGA), Root Mean Square Acceleration (RMSA), max velocity/max acceleration ratio (v/a), Arias Intensity (AI) and Cumulative Absolute Velocity (CAV).

Near-Field simulated ground motions								Far-Field simulated ground motions							
Event	M	$R_{\text{fault}}(\text{km})$	PGA(g)	RMSA	v/a	AI	CAV	Event	M	$R_{\text{fault}}(\text{km})$	PGA(g)	RMSA	v/a	AI	CAV
east6c1.1	6	12.8	0.655	0.037	0.0467	0.908	242	east7c2.1	7	41.6	0.228	0.023	0.0648	0.480	465
east6c1.2	6	12.8	0.637	0.033	0.0406	0.738	230	east7c2.2	7	41.6	0.263	0.028	0.0565	0.695	560
east6c1.3	6	12.8	0.975	0.057	0.0253	2.191	409	east7c2.3	7	41.6	0.228	0.021	0.0603	0.398	421
east6c1.7	6	12.8	0.459	0.027	0.0574	0.493	203	east7c2.4	7	50.3	0.303	0.030	0.0503	0.808	619
east6c1.8	6	12.8	0.651	0.038	0.0355	0.964	274	east7c2.7	7	45.2	0.284	0.027	0.0521	0.626	475
east6c1.9	6	12.8	0.534	0.038	0.0360	0.943	289	east7c2.8	7	45.2	0.267	0.028	0.0537	0.693	512
east6c1.12	6	12.8	0.755	0.037	0.0313	0.938	264	east7c2.9	7	45.2	0.233	0.025	0.0732	0.554	459
east6c1.15	6	10.7	0.734	0.037	0.0282	0.938	323	east7c2.10	7	50.3	0.236	0.027	0.0952	0.626	560
east6c1.16	6	13.6	0.628	0.043	0.0470	1.230	371	east7c2.11	7	50.3	0.224	0.025	0.0612	0.566	537
east6c1.20	6	14.4	0.437	0.034	0.0642	0.765	250	east7c2.23	7	69.9	0.244	0.030	0.0782	0.775	640
east6c1.30	6	14.3	0.535	0.037	0.0416	0.905	323	east7c2.28	7	47.8	0.254	0.031	0.0970	0.830	662
east6c1.34	6	16.6	0.498	0.034	0.0406	0.794	299	east7c2.30	7	47.8	0.246	0.031	0.0619	0.869	697
east6c1.37	6	16.7	0.592	0.037	0.0363	0.940	324	east7c2.37	7	95.5	0.266	0.028	0.0657	0.675	557
east6c1.42	6	17	0.532	0.034	0.0423	0.781	272	east7c2.39	7	95.5	0.231	0.026	0.0748	0.573	509
east6c1.43	6	17	0.648	0.036	0.0349	0.881	289	east7c2.40	7	94.3	0.258	0.028	0.0733	0.711	558
Average	6	14.0	0.618	0.037	0.0405	0.961	291	Average	7	57.5	0.251	0.027	0.0679	0.659	549

3.4 Ground motions scaling and spectral matching

Before applying any scaling or spectral matching method, a significant amount of zero-padding, ($\cong 3 \text{ s}$), was added to each ground motion records, as recommended by Shahbazian (2010). This is meant to prevent the noise that may be caused by transforming the accelerograms into Fourier series and alter the signal. When required, filters and baseline corrections have been applied to

ensure that realistic velocity and displacements are obtained from the double integration of the accelerograms.

3.4.1 PGA scaling

A very well-known method is PGA scaling. This method consists in multiplying the selected accelerogram by a scalar coefficient to obtain a PGA for the scaled ground motions equal to the target PGA which is, for a class C site in Montreal, 0.43 g (NBCC, 2005). This method has been criticised by Nau and Hall (1984) because it doesn't take in consideration the frequency content of the ground motions. Moreover the PGA is not a good indicator of strength and frequency content of the ground motions. The response spectrum of the PGA scaled ground motions (Fig. 3.2a), exhibits a wide range in spectral accelerations throughout the different periods. This confirms that PGA scaling produces a high dispersion and consequently it is not too reliable. In that respect, the PGA scaling method was not retained in this study.

3.4.2 $Sa(T_1)$ scaling

The $Sa(T_1)$ scaling takes into consideration the structure analysed (Naumoski et al. 2004). The objective is to use a factor that permits to scale the spectral acceleration at the natural vibration period T_l to the target acceleration for that same period. It is expected that the results obtained would provide very good indicators for an elastic SDOF structure. However, it would, according to Kurama and Farrow (2003), lose accuracy as higher modes of vibration become important, and yielding and nonlinear behaviour elongate the vibration periods. Figure 3.2b illustrates the spectral response of the time histories scaled using this method with $T_l = 0.91$ s as this value represents the natural period of vibration of the 4-storey steel structure described later in this paper.

3.4.3 SIa scaling

This method consists first in computing the area under the response spectrum. This means the integration of spectral accelerations between two selected periods. The ground motions have to be scaled such that this area is equal to the area under the target spectrum between these same two periods. In the current study, the ground motions have been scaled between $T = 0$ s and $T = 3$ s as the first period of vibration, T_l , of the MDOF structures studied is 0.91 s. We also selected a longer value of $T_1 = 2.36$ s representative of a 10 storey reinforced concrete shear wall. The

shortest period, 0 s, ensures that short periods of vibration, that have an influence on the response of the structure are all taken into consideration, while the longer period, 3 s, is at least $1.2 * T_1$ for every case analysed. The UHS at $T = 0$ s might not be representative but as a wide range of periods is considered, it will not influence significantly the results. This 1.2 factor is used to consider the elongation in T_1 when yielding and nonlinear behaviour occurs. As shown in Fig. 3.2c, the mean response spectrum is very close to the target spectrum thus providing a good representation of the UHS.

3.4.4 ASCE scaling

The American Society of Civil Engineering (ASCE 2005b) suggests a different approach. In their recommended method, the response spectral accelerations between $0.2 T_1$ and $1.5 T_1$, where T_1 is the natural period of vibration of the structure, has to be equal or greater than the target spectral accelerations between the same two period ranges at each one of the periods $T(s)$. Figure 2d shows the results of this scaling method using $T_1 = 0.91$ s. The scaling factors obtained are much larger, thus conservative, than those obtained with the SIa method.

3.4.5 ATC scaling

The ATC (2009) proposed a scaling method in two main steps:

1. Eliminate the variability between the ground motions due to the variation in the magnitude, the distance, and the site specific characteristics. To do so, the median peak ground velocity, PGV, for the whole ground motion series needs to be calculated. Each ground motion record is then scaled a first time to ensure that its PGV is equal to the average PGV of the group;
2. The second step takes in consideration the target spectrum as well as the natural period of vibration of the structure studied, T_1 . To do so, the target spectral acceleration for the period T_1 needs to be determined as well as the response spectra acceleration at that same period for each ground motion. The single scaling factor, FA, is then calculated using eq. [1].

[1]

$$FA = \frac{Sa_{target}(T_1)}{Median(Sa_{response}(T_1))}$$

Where $Sa_{target}(T_1)$ is the spectral acceleration of the target spectra at the period T and $Sa_{response}(T_1)$ means the spectral acceleration of the response spectra at the period T_1 . Figure 3.2e represents the response spectra when this method is applied to the selected ground motions for the braced steel frame structure using $T_1 = 0.91$ s.

3.4.6 ATK scaling

This scaling method is given in Atkinson (2009a) and uses the following steps:

1. Select the period range between which the ground motions are to be scaled to the UHS (in our study we initially selected T between 0 s and 3 s).
2. Select an initial set of ground motion records appropriate for the period range of interest (we used deaggregation of UHS Montreal spectrum).
3. For each selected ground motion, compute the $Sa_{target}/Sa_{response}$ ratio at each period in the period range selected in step 1.
4. Compute the standard deviation of $Sa_{target}/Sa_{response}$ obtained from step 3.
5. Select the ground motions generating the lowest standard deviations from step 4.
6. Scale the selected ground motions using the mean of $Sa_{target}/Sa_{response}$ computed from step 3 as the scaling factor.

According to Fig. 3.2f the mean response spectrum using the above procedure is slightly above the UHS in the 0.2 s to 1.5 s period range.

3.4.7 MSE scaling

The Mean Square Error, or MSE, is an indicator of the error between the spectral acceleration of the record and the target spectrum. As detailed in PEER (2010b, 2009), it is calculated using eq. [2].

$$[2] \quad MSE = \frac{\sum_i w(T_i) \{ \ln[Sa_{target}(T_i)] - \ln[f * Sa_{response}(T_i)] \}^2}{\sum_i w(T_i)}$$

Where $w(T_i)$ is a weight function allowing the user to apply different weight to some periods of greater interest, $Sa_{target}(T_i)$ is the spectral acceleration of the target spectrum, $Sa_{response}(T_i)$ is the

spectral acceleration of the ground motion being scaled and f is a linear scaling factor applied to the entire response spectrum.

The scaling factor is a scalar minimising this MSE between the target spectrum and the response spectrum. The calculations were done using the PEER (2010b) web site. The range of period used is 0 s and 3 s (Fig. 3.2g). A very good match is obtained between the mean spectrum and the target spectrum even in the 0.1 s - 0.2 s short period range.

3.4.8 FD spectral matching

The Frequency domain spectral matching (FD) (CSA 2010, ASCE 2000, Léger et al. 1993) was applied to the ground motion records. An in-house computer program (Spectre) was used to perform the FD spectral matching. The goal of a spectral matching method is to obtain a response spectrum with a close match target spectrum. The FD method first transforms the time history in a Fourier series. A Fourier series is unlimited and repetitive over time thus it is important to apply a zero-padding to ensure that the end of the signal doesn't interfere with its beginning (Shahbazian and Pezeshk 2010). Fourier coefficients for each frequency are then scaled to increase or decrease the spectral response for that particular frequency while preserving the phase angle. An inverse Fourier transform is then performed. The process is iterative. When the convergence is adequate between the modified ground motion spectrum and the target UHS, the time history is considered a spectrally matched ground motion. In this study, the target spectrum was modified to return to the PGA at $T = 0$ s and ten iterations were used for close spectral matching between the periods $T = 0$ s and $T = 4$. The time domain interpretation of FD spectral matching is to add or subtract sinusoids spanning the entire record duration (USACE 2003). The cumulative displacement of the matched time history could be significantly affected this method. Proper filters and base line correction were applied to obtain adequate velocity and displacement values by double integration. However these modifications are applied on a case by case basis which makes the FD method delicate to implement. The initial seed record should contain energy in the frequency range selected for spectral matching. If not, very small Fourier coefficients are multiplied by large intensity scalar factors promoting displacement drift. The response spectra of the FD matched historical time histories are shown in Fig. 3.2h. An excellent spectral match is obtained even in the short period range. However, from Fig. 3.2 spectral ordinates of historical records shows significant variability in the short period range ($T \leq 0.2$ s). Therefore FD spectral

matching meets closely the UHS code "legal" requirement but is not representative of actual ground motion response spectrum.

3.4.9 TD spectral matching

The Time domain spectral matching (TD), (Hancock et al. 2006) has the same goal as the FD but achieves it with a different approach. In the TD spectral matching approach, elementary wavelets are added and subtracted to the original signal. By carefully selecting the wavelets extra displacement to the record will not be imposed. This is a major advantage for the robustness of the approach as compared to the FD spectral matching (Shahbazian and Pezeshk 2010). We used herein the computer program RSPmatch2005 with the interface implemented by Ordóñez 2010 (RspMatchEDT). As shown in Fig. 3.2i, the mean TD response spectrum is very close to the target UHS. The argument could also be made that TD spectral matching meets the UHS code "legal" requirement but do not produce ground motions representative of actual ground motion response spectra.

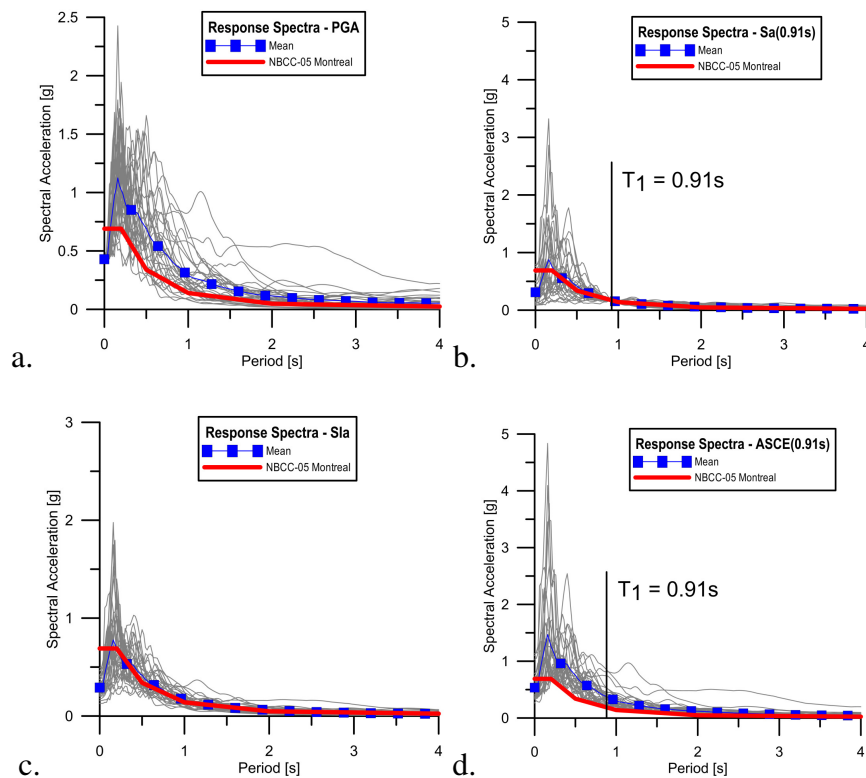


Figure 3.2 Response spectra for 30 scaled historical ground motion records: a) PGA b) Sa(T_1), c) SIa, d) ASCE, e) ATC, f) ATK and g) MSE, and 30 spectrally matched historical ground motions h) FD and i) TD.

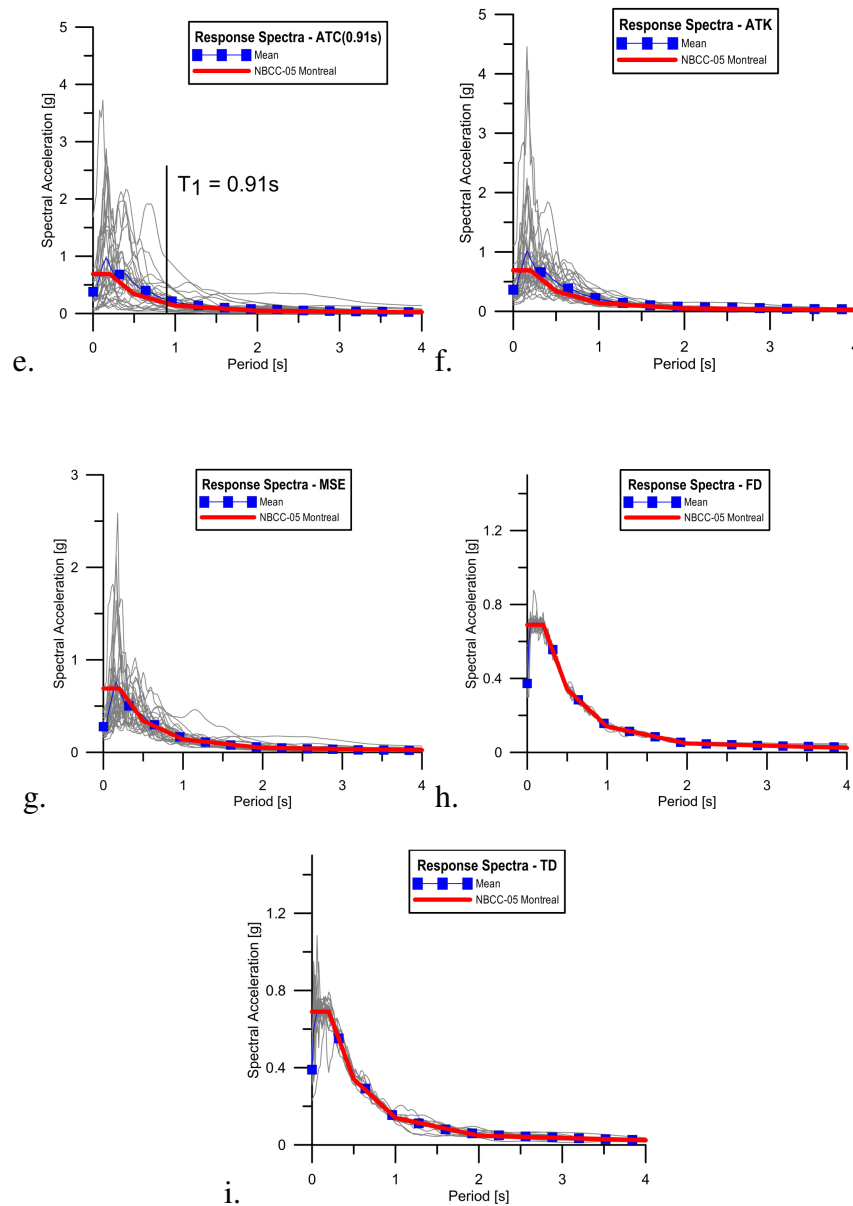


Figure 3.2 Response spectra for 30 scaled historical ground motion records: a) PGA b) $Sa(T_1)$, c) SI_a , d) ASCE, e) ATC, f) ATK and g) MSE, and 30 spectrally matched historical ground motions h) FD and i) TD. (Suite)

3.5 Damage potential of ground motion records and reference groups

Before analyzing structural systems, the scaled and spectrally matched ground motions are compared to each other using potential damage indicators. These indicators show different characteristics of the time history. The following indicators have been used:

- PGA : Peak ground acceleration;
- AI: Arias intensity;

$$[3] \quad AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} (a(t))^2 dt$$

- SIa : Acceleration spectrum intensity;

$$[4] \quad SIa = \int_{0.1}^{0.5} Sa(\xi = 0.05, T) dT$$

$$[5] \quad SIv = \int_{0.1}^{2.5} Sv(\xi = 0.05, T) dT$$

- RMSA: Root mean square of accelerations;

$$[6] \quad RMSA = \sqrt{\frac{1}{tr} \int_0^{tr} |a(t)|^2 dt}$$

- CAV : Cumulative absolute velocity (a(t));

$$[7] \quad CAV = \int_0^{t_{max}} |a(t)| dt$$

In eqs [3] - [7] $a(t)$ is the acceleration time series and T is the vibration period. The computer program Sismospect (Seismosoft 2010a) was used to proceed with these computations.

Table 3.3 provides comparisons of the above indicators while Tables 3.1, 3.2 provide the initial values before any scaling or spectral matching for the historical and the simulated records, respectively. Considering the results in Table 3.3 we defined two reference groups to provide a basis for comparing the performance of different scaling or matching methods concerning the ground motion potential damage indicators and later on, the seismic response of SDOF and MDOF structures. The first reference group is composed of 30 simulated records (Table 3.2) scaled using the ATK method for 0 s – 3 s (Reference Simulated in Fig. 3.3, Table 3.3). The second reference group (Historical in Fig. 3.3, Table 3.3) regroups historical records (Table 3.1) and is based on the mean values of the following 5 scaling or matching methods considering in each case the 30 records ($Sa(T_1)$, SIa, ATK, MSE, TD). These 5 methods are selected because (1) they show mean response spectra close to the target spectra (Fig. 3.3), and (2) the damage indicators (Table 3.3) show coherent values among themselves and with the initial values with reasonable standard deviation. The ATC, ASCE and FD methods were not used in the historical

reference group as they did not respect the two previous criteria. The following observations are made:

- The FD method has shown to increase significantly the AI and CAV as compared to the TD method (Table 3.3). The TD method presents the same order of magnitude for CAV as that of the initial records;
- TD spectral matching produces low RMSA and AI values;
- The FD and ASCE (2.36s; 0.91s) methods generate strong ground motions with respect to the RMSA, AI and CAV values;
- Using the "Simul" response for comparisons the ASCE, FD, ATK and ATC scaling of *historical records* present the largest variations (standard deviation) in the results. Considering the other methods the ones showing the lowest variations of the damage indicators are, MSE, $Sa(T_1)$ and SIa.
- Ground motions scaled to specific periods of the target spectrum, such as 0.91 s, and 2.36s show a high dispersion in the results for the damage potential indicators (Table 3.3). These scaled time histories should be compared among each other with similar scaling periods (Sa , ATC, ASCE, as well as TD and FD).

Table 3.3 Comparison of ground motions damage potentials from 30 historical records either spectrally matched or scaled by different methods.

	PGA		RMSA		AI		CAV	
	Average	Std.Dev.	Average	Std.Dev.	Average	Std.Dev.	Average	Std.Dev.
	g		g		m/sec		cm/sec	
FD	0.374	0.063	0.054	0.012	1.623	1.112	1266	750
TD	0.390	0.087	0.033	0.009	0.551	0.151	512	116
ATK	0.367	0.094	0.048	0.012	1.419	0.474	873	359
SIa	0.291	0.212	0.038	0.030	0.780	1.631	690	572
Sa(2.36)	0.370	0.317	0.049	0.048	1.738	3.354	763	493
Sa(0.91)	0.313	0.196	0.040	0.023	1.091	1.298	734	568
ATC(2.36)	0.461	0.583	0.054	0.055	2.307	4.178	758	505
ATC(0.91)	0.382	0.333	0.046	0.032	1.336	1.412	734	386
ASCE(2.36)	0.727	0.610	0.095	0.084	6.307	12.591	1473	908
ASCE(0.91)	0.537	0.229	0.070	0.026	2.682	1.856	1251	619
MSE	0.273	0.133	0.035	0.016	0.707	0.634	609	334
REF – Simul (ATK)	0.439	0.206	0.033	0.007	0.830	0.300	429	152
REF - Hist	0.332	-	0.040	-	0.974	-	686	-

3.6 Seismic response of SDOF nonlinear structures

The first set of calculation using nonlinear elasto-perfectly-plastic (EPP) SDOF is done using the 30 selected historical records (Table 3.1) to compute the average structural response using the 8 scaling or matching methods presented in section 4; (a) FD, (b) TD, (c) SIa, (d) MSE, (e) ATK, (f) Sa(T_1), (g) ASCE, and (h) ATC. The second set of calculations is done using the 30 simulated ground motions (Table 3.2) that were scaled according to Atkinson (2009a) for the 0 s – 3 s range. The analyses of SDOF were performed to illustrate the variability of the displacement, u , and related ductility demand $\mu = (u_{max}/u_{yield})$ as the elastic period of vibration T varies from 0 s to 3 s. For nonlinear analyses the yield force, V was computed from NBCC static equivalent method considering the ductility factor R_d and the over strength factor, R_o . Three set of structures were studied with $R_d R_o$ values of 1, 2 and 4. The SDOF analyses have been performed with Earthquake solutions' (2010) Bispec 2.03 computer program using 5% damping.

According to the equal energy principle, the expected results are a ductility demand of 1, 2 and 4 for $R_d R_o$ respectively equal to 1, 2 and 4. The methods which scale ground motions at a specific

natural period of vibration may not return very good results in the series of SDOF when the response is computed for periods of vibration they were not scaled for. For example, a ground motion scaled for the period of vibration 2.36 s could show poor results for a SDOF with $T_1 = 0.5$ s but still be adequate the structure it was scaled for.

The NBCC (2005) requires to use at least 3 ground motions to extract the maximum response of the system or use at least 7 ground motions to extract the average response. The 30 ground motions analysed were randomly grouped in 7 series of 3 and in 7 series of 7 ground motions which are labelled from A to G in each case (Tables 3.4 and 3.5).

Table 3.4 Groups of three ground motions.

ID	Groups of 3		
3A	Imperial Valley	Oroville	Friuli, Italy (2)
3B	Chi-Chi, Taiwan	Upland	Friuli, Italy (1)
3C	Coyote Lake	Sierra Madre	New Zealand
3D	Kobe, Japan	Irpinia, Italy	Irpinia, Italy
3E	Coalinga	Cape Mendocino	Hector Mine
3F	Duzce, Turkey	Baja California	Borah Peak
3G	Landers	Mammoth Lakes	Northridge (2)

Table 3.5 Groups of seven ground motions.

ID	Groups of 7						
7A	Duzce, Turkey	Mammoth Lakes	Baja California	Norcia, Italy	Northridge	Loma Prieta (2)	Irpinia, Italy
7B	Landers	Oroville	Northridge (2)	Borah Peak	Northridge	Imperial Valley	Irpinia, Italy
7C	Northridge (2)	Cape Mendocino	Kobe, Japan	Duzce, Turkey	Landers	Loma Prieta (1)	Borah Peak
7D	Friuli, Italy (2)	Sierra Madre	Friuli, Italy (1)	Baja California	Coyote Lake	Northridge (2)	Imperial Valley
7E	Oroville	Loma Prieta (2)	Upland	Mammoth Lakes	Sierra Madre	Coalinga	Irpinia, Italy
7F	San Fernando	Loma Prieta (1)	Friuli, Italy (1)	Chi-Chi, Taiwan	Whittier Narrows	Upland	Norcia, Italy
7G	Irpinia, Italy	Hector Mine	New Zealand	Victoria, Mexico	Morgan Hill	Kobe, Japan	San Fernando

The relevant SDOF analysis results are shown in Fig. 3.3 for the case with $R_d R_0 = 2$ for groups of 7 records (average ductility demand). Similar results were obtained for the cases where $R_d R_0 = 1$ or 4. The average results of the two reference values, using 30 scaled records each corresponding to the reference groups explained at 3.5, are also indicated:

- The FD method (Fig. 3.3a) show a displacement ductility demand a lot larger than the expected demand for natural periods of vibration longer than 2 s and start diverging from the reference series at 0.75 s, it also shows a high dispersion in the results;

- The TD (Fig. 3.3b), method preserves a more realistic displacement ductility compared to FD (Fig. 3.3a).
- The TD (Fig. 3.3b), SIa (Fig. 3.3c), MSE (Fig. 3.3d) and ATK (Fig. 3.3e) methods are close to the expected ductility demand and show small dispersion in results throughout the period range and for the different ground motion series. The ATK method returns a slightly stronger response than those listed previously;
- The $Sa(T_1)$ (Fig. 3.3f) method is very close to the expected displacement ductility demand for the design natural vibration period, as expected for SDOF;
- The ASCE (Fig. 3.3g) method returns a ductility demand about twice as large as the reference series;
- The ATC (Fig. 3.3h) method returns a larger ductility demand than expected and shows high dispersion through the ground motion series;
- According to the SDOF analyses, the most suitable scaling and matching methods are the TD (Fig. 3.3b), SIa (Fig. 3.3c), MSE (Fig. 3.3d), ATK (Fig. 3.3e) and $Sa(T_1)$ (Fig. 3.3f) methods. For these methods the mean ductility demand of 7 records is adequate to represent the mean value computed from 30 records.

The following sections investigate the response of a MDOF building to evaluate the performance of these scaling and spectral matching methods for practical engineering applications.

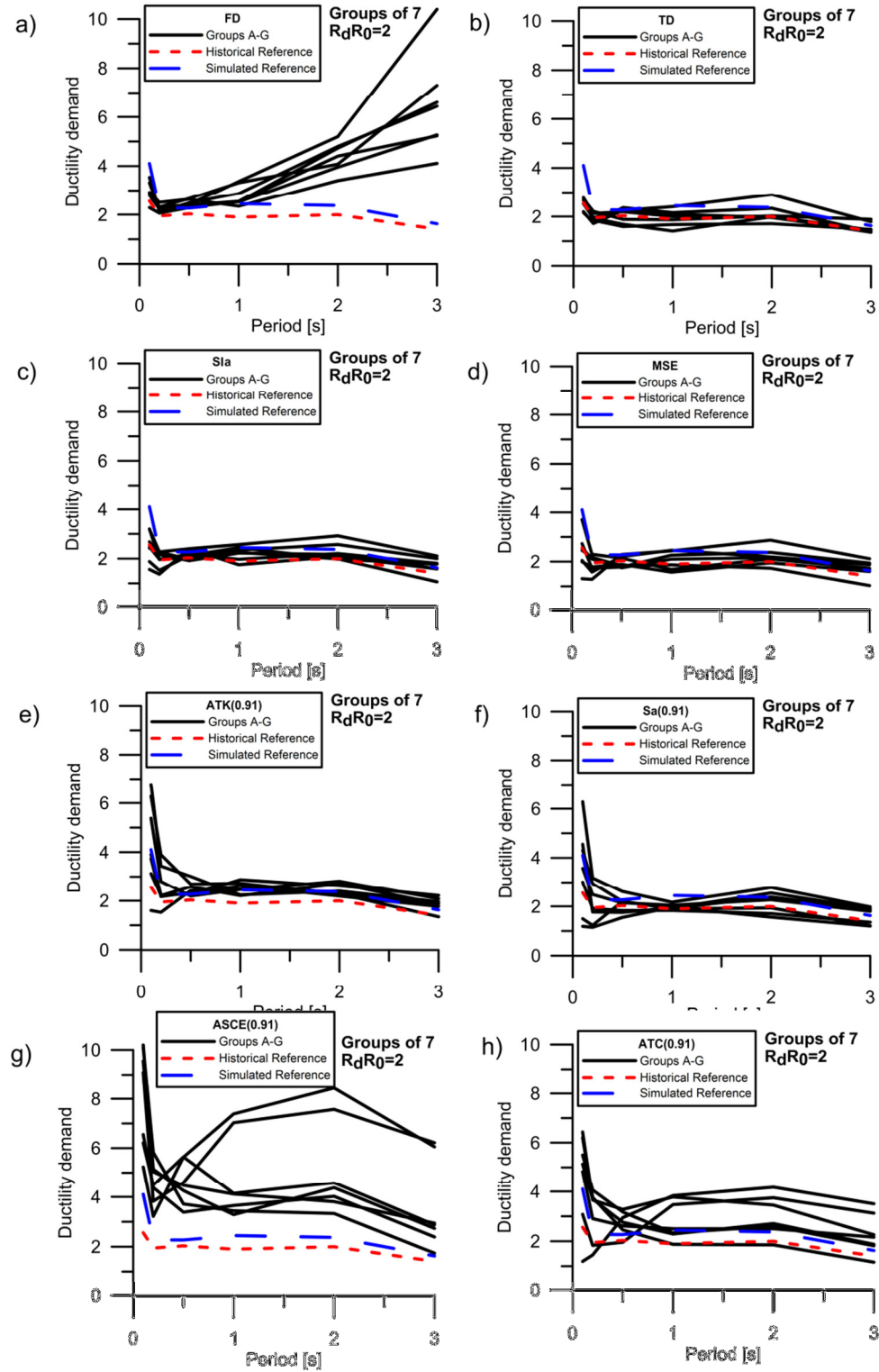


Figure 3.3 Average SDOF ductility demand for scaled and matched ground motions: a. FD spectral matching; b. TD spectral matching; c. SIa scaling; d. MSE scaling; e. ATK scaling; f. $S_a(T_1)$ scaling; g. ASCE scaling; h. ATC scaling.

3.7 Four-storey braced frame steel structure

The four-storey steel braced frame structure used for the analysis was modeled using SAP2000 (CSI 2011) by Tremblay (2006). It was designed in accordance with the NBCC 2005 for Montreal for a class C with $R_d = 2.0$ and $R_o = 1.3$. The structural elements are detailed in Fig. 3.4. The arrow in Fig. 3.4a indicates the direction of the applied ground motions. The displacement of the point identified as "140" is recorded in that same direction as well as the axial forces in the bracing 832 at the first storey. Steel brace inelastic properties, as programmed by Tremblay (2006) are shown in Fig. 3.5. The periods of vibration of the structure for the three first modes acting in the orientation of the ground motion are respectively 0.79s, 0.31s and 0.21s.

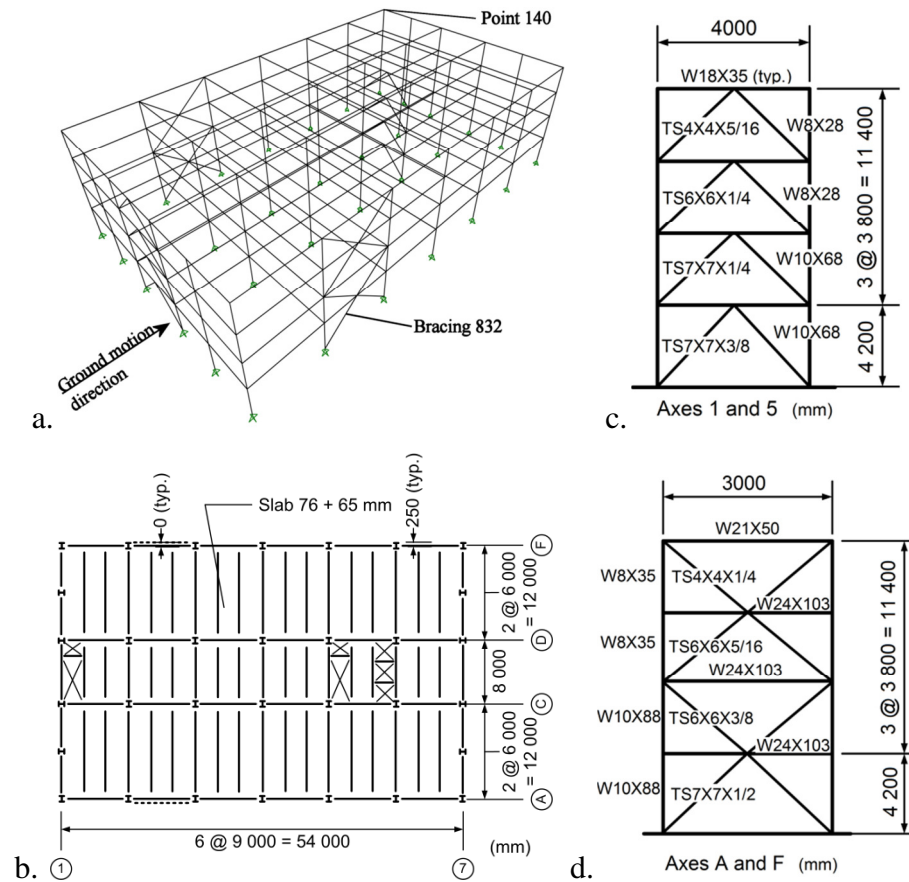


Figure 3.4 Steel braced frame structure: a. Overview of the structure and direction of the ground motion; b. Plane view from the top of the structure; c. Design of axes 1 and 5 bracings; d. Design of axes A and F bracings.

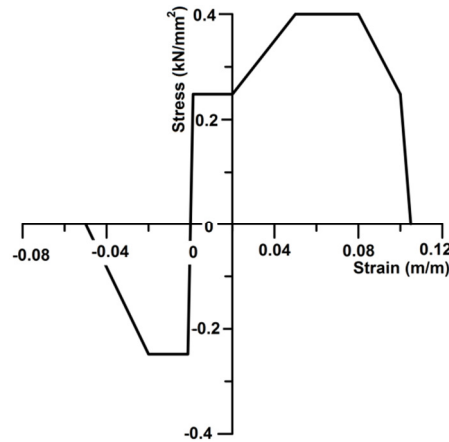


Figure 3.5 Steel parameters for the members used in the steel braced frame structure, as programmed by Tremblay (2006).

The displacement ductility demand at node 140 as well as the force in brace No. 832, identified in Fig. 3.4a, are used as performance indicators for this particular steel braced frame. A yield displacement of 20.6mm at point 140 was obtained from a push-over analysis.

The relevant steel frame analysis results are shown in Fig. 3.6. The average reference values are $\mu\text{-Simul} = 2.9$ and $\mu\text{-Hist} = 2.7$ which are very close to each other. These reference groups are those described in section 3.5.

- With respect to the displacement ductility demand and the force in the brace, the ASCE scaling method produces much larger responses than the other methods.
- According to the standard deviation, the best scaling methods are then respectively $Sa(T_1)$, SIa, MSE, ATC and the best matching method is TD.
- The force in the brace is not very sensitive to the scaling-matching method used. This observation is in agreement with that of Koboevic et al. 2011.

Some dynamic analyses indicated failure of brace No. 832 identified in Fig. 3.4a (Table 3.6). In an effort to associate this behaviour with damage potential indicators (PGA, RMSA, AI and CAV), each of the ground motion damage indicator has been compared to the mean value of their respective scaling method from Table 3.3. Note that structural failures (in bracing 832) were observed with the ground motion series FD, ASCE and ATC which are the scaling methods generating the strongest damage potential indicators, in particular the CAV indicator (Table 3.3).

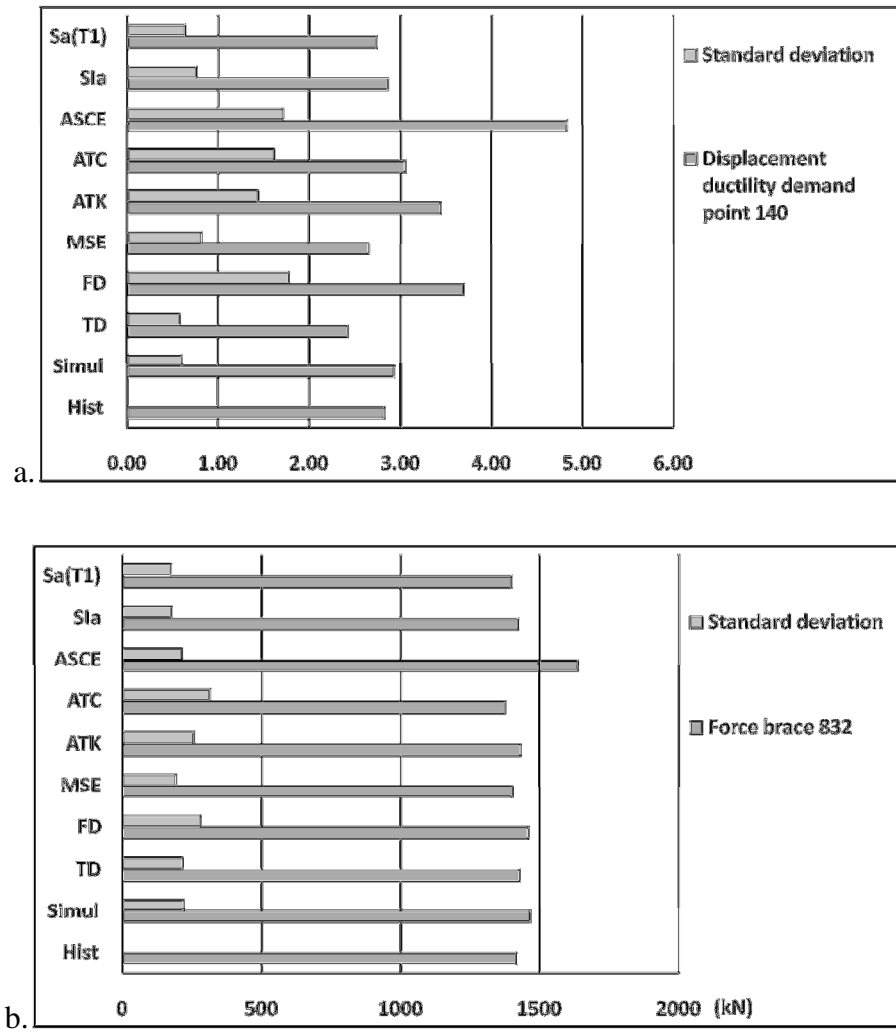


Figure 3.6 Braced steel frame nonlinear average response for series of 30 scaled or matched historical ground motion records (Results are also indicated for Simulated and Historical reference groups) a. Point 140 displacement ductility demand μ ; b. Force in brace 832 (kN).

Table 3.6 Ground motions causing failure.

Scaling Method	Ground motion	PGA	PGA average(1)	RMSA	RMSA average(1)	AI	AI average(1)	CAV	CAV average(1)
FD	Northridge (1)	0.443		0.077		0.498		304	
	Imperial Valley	0.352	0.374	0.048	0.054	1.028	1.623	934	1266
	Irpinia, Italy	0.309		0.050		1.345		1177	
	Northridge (2)	0.407		0.062		2.431		1776	
ASCE	Norcia, Italy	0.414	0.537	0.050	0.070	1.895	2.682	1428	1251
	Loma Prieta (1)	0.477		0.055		1.891		1085	
	Cap Mendocino	0.386		0.063		2.766		1693	
ATC	Baja California	1.686	0.382	0.153	0.046	5.947	1.336	1151	734
	Cap Mendocino	0.276		0.045		1.409		1208	

(1) The average values are taken from Table 3.4.

3.8 Number of ground motions required for dynamic analysis

To minimize the resources allocated to perform nonlinear structural analysis, it is convenient to run the least possible amount of analyses. Significant forces and displacements need to be obtained while minimizing their standard deviation. Spectrally matched ground motions are meant to match closely the target UHS thus possibly reducing the required number of ground motion records. Hancock et al. 2008 studying the response of an 8-storey MDOF concrete building concluded that the number of records required to characterise the seismic demand could be reduced using spectrally matched records.

3.8.1 Three vs seven time histories

To compare the results of series of three time histories using the maximum structural response to series of seven time histories using the average structural response, the ground motion record groups shown in Tables 3.4 and 3.5 were randomly generated. All the results from the steel brace frame structure were compiled using these groups and compared to each other. The objective is to determine if it is preferable to use the maximum response computed from 3 ground motion records or the mean response from 7 ground motions in dynamic analyses.

Table 3.7 Force in brace No. 832 (kN) obtained from groups of three ground motions compared to those obtained from groups of seven ground motions (F indicates a failure in at least one of the ground motion in the group).

Force in brace No. 832 (kN)								
Groups of 3	TD	FD	MSE	ATK	ATC	ASCE	Sla	Sa(T1)
3A	1694	1568	1416	1657	1735	1774	1570	1684
3B	1609	F	1541	1502	1702	2086	1500	1320
3C	1558	1848	1522	1800	1881	1749	1444	1665
3D	1658	F	1528	1776	1687	1910	1762	1485
3 ^E	1652	1502	1369	1439	1479	F	1460	1482
3F	1617	1804	1664	1668	1646	2051	1694	1621
3G	1458	1848	1460	1400	F	F	1421	1664
Standard deviation	78	166	96	160	130	154	132	136

Force in brace No. 832 (kN)								
Groups of 7	TD	FD	MSE	ATK	ATC	ASCE	Sla	Sa(T1)
7A	1334	F	1476	1523	1576	1397	1464	1373
7B	1459	1587	1382	1479	1178	F	1450	1411
7C	1416	F	1430	1447	F	F	1450	1420
7D	1449	1609	1403	1511	1553	1739	1446	1504
7 ^E	1408	F	1345	1414	1354	1652	1413	1394
7F	1309	F	1499	1390	F	1349	1449	1281
7G	1539	F	1357	1457	1230	1627	1404	1374
Standard deviation	78	F	58	49	182	170	22	67

The results for the steel structure are given in Table 3.7. The maximum structural response of the groups of 3 ground motions is, in most cases, higher than the average for the groups of 7 ground motions. However, in a few cases, the maximum responses from groups of 3 time histories yield smaller structural response than the average of groups of 7 records. For example, the maximum of group 3E (group of 3 named “E”) using ATK scaling method returns $F_{brace} = 1369$ kN while group 7F (group of 7 named “F”) returns $F_{brace} = 1499$ kN. All three time histories in that case are not as severe as the average expected value using 7 records. This trend can be observed with all scaling methods. Consequently, using seven accelerograms for dynamic analysis appears to be an adequate option to characterise the mean seismic response. Using groups of 3 records is not an appropriate option to capture the response the standard deviation of the results is much higher thus could result in generating structural forces (or displacement demand) that are lower than the average value obtained by groups of 7 records. Some Structural failures (noted “F” in Table 3.7)

were observed within the groups of 3 and 7 ground motions using FD, ASCE and ATC methods as noted earlier. It was also noted the average standard deviation is lower, 89 kN, when using groups of 7 ground motions compared to 132 kN when using groups of 3 ground motions.

In Fig. 3.6 for the "Simul" reference values using 30 simulated scaled records using ATK, the mean brace force is 1460 kN and the standard deviation is 230 kN. Considering the results in Table 3.7, the mean brace force values computed using series of 7 accelerograms is representative of the mean value considering 30 records. However, the dispersion using 7 records is not representative of the dispersion value using 30 records.

3.8.2 Spectrally matched ground motions versus scaled ground motions

It would be very convenient to use a very small number (one to three) of accelerograms for dynamic analysis. At the limit a single spectrally matched accelerogram could be considered. This record would have to cover every significant period with a spectral intensity respecting the code UHS requirements. This approach is based on the hypothesis that tightly spectrally matched ground motions would generate less dispersion than scaled ground motions (ASCE 2000). This study demonstrates that this is not the case for nonlinear structures because the standard deviation (dispersion) for the FD and TD methods are even larger than the ones produced by the scaling methods MSE, SIa and Sa(T_1). Thus, when using spectrally matched ground motions in nonlinear analysis a group of at least seven records is also recommended to represent the mean response.

3.9 Summary and Conclusions

This paper presents the effect of scaling and spectral matching of ground motion records to achieve compatibility with the NBCC 2005 UHS for Montreal to perform nonlinear seismic analysis. The site is located in ENA where high frequency ground motion content is expected and there is a lack of historical records. Databases of 30 historical and 30 ENA simulated records have been selected and used to compute reference mean responses as well their dispersions. The characteristics and destructive capacity of ground motions have been studied using a large number of indices on (i) the records themselves, (ii) a series of SDOF, as well as (iii) a 4-storey steel frame. The use of a reduced number of records (3 or 7) as recommended by codes has also been examined. The following conclusions and recommendations can be drawn from this study:

1. *Spectral matching*: It could be done in the frequency domain (FD) or the time domain (TD). The FD method is not robust in terms of displacement ductility demand for structures having a natural vibration period higher than 0.75 s, as shown in the SDOF analysis. TD is more robust than FD and preserves better the characteristics of the seed signal. If spectral matching is to be done the TD procedure is recommended.

2. *Ground motion indicators*: According to the RMSA, AI and CAV, the ASCE scaling method and the FD spectral matching method generate stronger ground motions than the reference groups. The $S_a(T_1)$, SIa and MSE scaling methods show a lower standard deviation (dispersion) and are thus more reliable compared to the ASCE, ATC, ATK scaling methods and the FD spectral matching method.

3. *Scaling, matching methods SDOF*: The $S_a(T_1)$ scaling method shows good results for the design period of vibration but loses some precision when higher modes of vibration or longer period as yielding is taking place. The SIa, ATK and MSE scaling methods and the TD spectral matching generate a coherent displacement ductility demand in agreement with the reference values. The ASCE and ATC scaling methods and the FD spectral matching generate a higher than expected displacement ductility demand. The methods showing a low standard deviation are the SIa, ATK, MSE and TD methods.

4. *Scaling methods MDOF*: According to the MDOF studied, the ASCE, ATK and ATC methods generate ground motions that lead to response larger than those from the reference values. The best scaling methods are $S_a(T)$, SIa and MSE as they present results close to the reference series and have a small standard deviation. They are thus recommended.

5. *Matching methods MDOF*: The TD method produces more realistic results than the FD but not the demand (table 3.6) are lower than the expected values. Even if tightly TD spectrally matched records are used they exhibit roughly similar dispersions as those presented by other scaling methods. Thus one cannot reduce the number of spectrally matched records to represent the mean nonlinear seismic response as well as its dispersion.

6. *Number of ground motion records*: Using the mean of groups of 7 records is more reliable than using the maximum of groups of 3 records. This is due to a very high standard deviation when using the maximum response for 3 records. Because of this variation, using 3 records is not conservative compared to using 7 records.

3.10 Acknowledgements

The financial contribution of the Canadian Seismic Research Network for the realisation of this research is greatly appreciated. Special thanks to Professor R. Tremblay from Polytechnique for providing the model of the braced frame steel structure.

3.11 References

- ASCE, 2000, Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary, ASCE 4-98, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) 2005a. Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities, ASCE 43-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) 2005b. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI, Reston, Virginia.
- Applied Technology Council (ATC-63) 2009. Quantification of building seismic performance factors. Redwood City, California. Rapp. FEMA-P695.
- Atkinson, G.M. 2009a. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering. **36**(6): 991-1000.
- Atkinson, G.M. 2009b. Engineering seismology toolbox [online]. Available at <http://www.seismotoolbox.ca/> [Quoted November 8 2011].
- Canadian Standard Association (CSA) 2010. CSA-N289.3. Design Procedures for Seismic Qualification of CANDU Nuclear Power Plants.
- Choi, I.-K., Choun, Y.-S., Ahn, S.-M. and Seo, J.-M. 2008. Probabilistic seismic risk analysis of CANDU containment structure for near fault earthquakes. Nuclear Engineering and Design 238:1382-1391.
- Computer & Structures Inc. (CSI), Computer Program SAP 2000 15.1.0. Available at <http://www.csiberkeley.com/>. [Quoted November 24th 2011].
- Earthquake Solutions. 2010. Computer Program Bispec2.03. Available at <http://eqsols.com/default.aspx>. [Quoted November 8 2011].

- Heo, Y., Kunnath, S.K. and Abrahamson, N. 2011. Amplitude-scaled versus spectrum-matched seismic ground motions for seismic performance assessment. *ASCE Journal of structural engineering*, **137**(3):278-288.
- Hines, E.M., Baise, L.G. and Swift, S.S. 2011. Ground-motion suite selection for Eastern North America. *ASCE Journal of structural engineering*, **137**(3):358-366.
- Huang, Y.-N., Whittaker, A.S., Luco, N. and Hamburger, R.O. 2011. Scaling earthquake ground motions for performance based assessment of buildings. *ASCE Journal of structural engineering*, **137**(3):311-321
- Halchuck, S., Adams, J. and Angiln, F. 2007. Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities. 9th Canadian conference on earthquake engineering, June 26th to 29th 2007. Ottawa, Ont. 1188.
- Hancock, J., Bommer, J.J. and Stafford, P.J., 2008. Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **7**(14):1585-1607.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E. and Mendis, E. 2006. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*. **10**(1): 67-89.
- Katsanos, E.I., Sextos, A.G. and Manolis, G. D., 2010. Selection of earthquake ground motion records: a state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **30**(4):157-169.
- Koboevic, S., Guilini-Charette, K., Castonguay, P. and Tremblay R. 2011. Selection and scaling of NBCC 2005 compatible simulated ground motions for nonlinear seismic analysis of low-rise steel structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **38**(12):1391-1403.

- Kurama Y. and Farrow, K. 2003. Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **32**(15): 2425-2450.
- Léger, P., Tayebi, A.K. and Paultre, P. 1993. Spectrum-Compatible Accelerograms for Inelastic Seismic Analysis of Short-Period Structures Located in Eastern Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **20**(6):951-968.
- Luco, N. and Bazzurro, P., 2007. Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**; 1813-1835.
- NIST (National Institute of Standards and Technology), 2011. Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-time-history analyses. Report No. GCR 11-917-15, USA.
- National Research Council of Canada (NRC). 2005. National building code of Canada 2005. National research council of Canada, Ottawa, Ontario.
- National Research Council of Canada (NRC). 2010. National building code of Canada 2010. National research council of Canada, Ottawa, Ontario.
- Nau, J. and Hall, W. 1984. Scaling methods for earthquake response spectra. *Journal of Structural Engineering*. **110**(7): 1533-1548.
- Naumoski, N., Saatcioglu, M. and Amiri-Hormozaki, K. 2004. Effects of scaling of earthquake excitations on the dynamic response of reinforced concrete frame buildings. 13th World conference on earthquake engineering. Vancouver, Canada. pp. 2917-2922.
- Ordóñez, A.G. 2011. RspMatchEDT User manual [online]. Available at <http://www.geomotions.com/>. [Quoted November 18th 2011].
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) 2010a. [online]. PEER ground motion database beta. Available at http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database. [Quoted November 8th 2011].

Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) 2010b. Technical report for the PEER ground motion database web application [online]. Available at http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database. [Quoted October 31st 2011].

Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) 2009. Ground motion selection and modification working group. Evaluation of ground motion selection and modification methods: predicting median interstory drift response of buildings. Berkley, California. Rapp. PEER-2009-01.

Seismosoft. 2010a. Seismospect 1.0.2. Available at <http://www.seismosoft.com>. [Quoted November 8 2011].

Trembaly R. 2006. Analyse sismique des charpentes de bâtiments en acier selon le CNBC 2005. Conférence présentée aux Ingénieurs de Structures de Montréal, Novembre (et communications personnelles)

Shahbazian, A. and Pezeshk, S. 2010. Improved velocity and displacement time histories in frequency domain spectral-matching procedures. Bulletin of the Seismological Society of America. **100**(6): 3213-3223.

USACE (US Army Corps of Engineers). 2003. Time-history dynamic analysis of Concrete Hydraulic structures. Report No.EM1110-2-6051, Washington, DC, USA.

CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE ET REMARQUES COMPLÉMENTAIRES

Ce chapitre contient quelques informations complémentaires à ce qui a été exposé dans l'article. On présente plus en détails le choix des méthodes d'étalonnage, l'utilisation de filtres et de correction de la ligne directrice des accélérogrammes. On présente des études complémentaires sur le mur de refend en béton armé, l'analyse de poussée latérale, l'effondrement de la charpente en acier ainsi que des quelques résultats supplémentaires. Ces sujets apportent de nouvelles informations pour appuyer les conclusions de l'article présenté au chapitre 3.

Au chapitre 3, seulement 8 des 16 méthodes d'étalonnage identifiées ont été retenues.

La méthode PGA a été éliminée pour des raisons détaillées dans le chapitre 3. La figure 4.1 illustre bien l'importante dispersion des spectres de réponse, prouvant que cette méthode n'est pas adéquate et que le PGA n'est pas un bon indicateur du potentiel destructeur d'une secousse sismique.

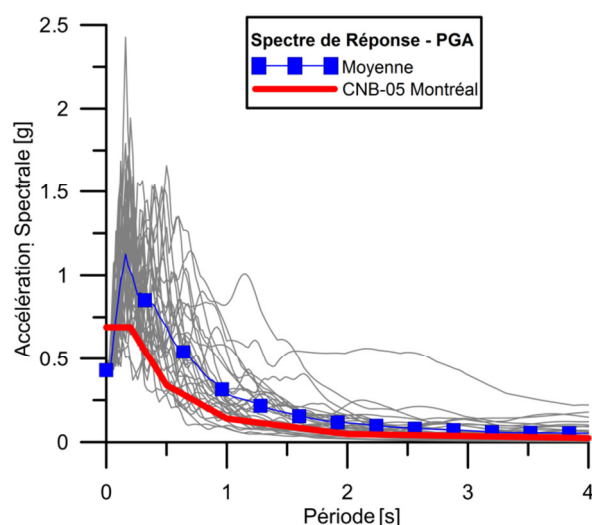


Figure 4.1 Spectre de réponse pour les 30 accélérogrammes sélectionnées à la section 3.2 étalonnés à l'aide de la méthode PGA

Les méthodes identifiées $T_2-1.2T_1$, $Sa(T_1)-Sa(T_2)$ et $SIv-Sa(T_1)$ n'ont pas été considérées car elles s'apparentent beaucoup à la méthode SIa qui a été sélectionnée. La méthode SIv n'a pas été considérée car la vitesse spectrale n'est pas considérée comme un bon indicateur de potentiel de dommage. La méthode de Rozon (2008) n'a pas été considérée car elle est très similaire à la

méthode SIa qui a été évaluée dans ce mémoire. Dans le cas de la méthode LS, elle n’a pas été utilisée car elle s’apparente beaucoup à la méthode MSE qui a été utilisée dans la base de données PEER. Finalement, la méthode du MPS n’a pas été retenue en raison de sa difficulté d’application et du grand nombre d’opérations devant être accompli pour y parvenir.

4.1 Filtres et correction de ligne directrice

Certains accélérogrammes ont dû être passés à travers des filtres et/ou soumis à une correction de la ligne directrice afin d’obtenir des vitesses et déplacements réalistes après étalonnage et double intégration. Les corrections appliquées sont énumérées au tableau 4.1. Ces secousses sont détaillées au tableau 3.1. Lors de l’application d’un filtre highpass, il s’agit de laisser passer les fréquences en haut de la valeur spécifiée. Un filtre Butterworth du 4^e ordre a été utilisé, c’est-à-dire que le filtre ne fera pas qu’éliminer tout signaux sous la fréquence spécifiée mais utilisera une fonction prédéfinie afin d’enlever graduellement le bruit non désirable (Boore et Bommer, 2005).

Tableau 4.1 Énumération des Filtres et corrections appliqués aux secousses historiques

Évènement	Filtre Highpass (Hz)	Correction de la ligne directrice
Victoria, Mexico	0.25	Aucune
Upland	Aucun	Quadratique
Sierra Madre	Aucun	Linéaire
Imperial Valley	0.25	Aucune
Borah Peak	0.25	Aucune
Loma Prieta (1)	0.20	Aucune
Loma Prieta (2)	0.25	Aucune
Landers	0.25	Aucune
Northridge (2)	0.25	Aucune
Duzce, Turkey	0.25	Aucune
Hector Mine	0.25	Aucune

4.2 Conservation du signal original

Il est intéressant de comparer les accélérographes entre eux lorsque le contenu fréquentiel est modifié tel que c'est le cas avec les méthodes FD et TD. La figure 4.2 illustre l'accélération (g) en fonction du temps de la secousse historique Northridge du 17 janvier 1994 lorsque celle-ci est multipliée par le scalaire obtenu à l'aide de la méthode MSE ou modifiée spectralement à l'aide des méthodes FD et TD. Quant à elles, les figures 4.3 et 4.4 illustrent respectivement les vitesses et les déplacements de ces mêmes secousses étalonnées. Le contenu modifié par la méthode spectrale FD est très différent, un ajout de fréquences est facilement observable où le signal était auparavant très faible. Il est donc naturel de craindre une modification importante du signal d'origine et donc de la perte des phénomènes naturels. Dans le cas de la méthode TD, les modifications fréquentielles sont bien plus minimes malgré le fait que le spectre de réponse de ce signal modifié corresponde au spectre cible (figure 3.2i). Il faut noter que les amplitudes des signaux de cette méthode sont plus petites que pour la méthode MSE car, dans le cas de MSE, la secousse a été multipliée par un scalaire augmentant ces amplitudes tandis que pour TD, il s'agit d'un ajout ou soustraction d'ondelettes. Les mêmes remarques peuvent être posées concernant les vitesses et les déplacements.

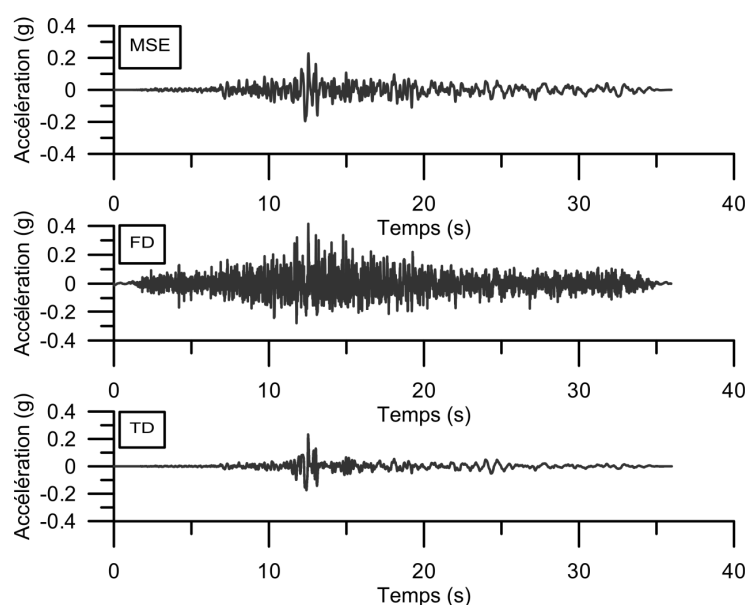


Figure 4.2 Accélérogramme de la secousse de Northridge du 17 janvier 1994 enregistré à Catskill modifié à l'aide des méthodes MSE, FD et TD.

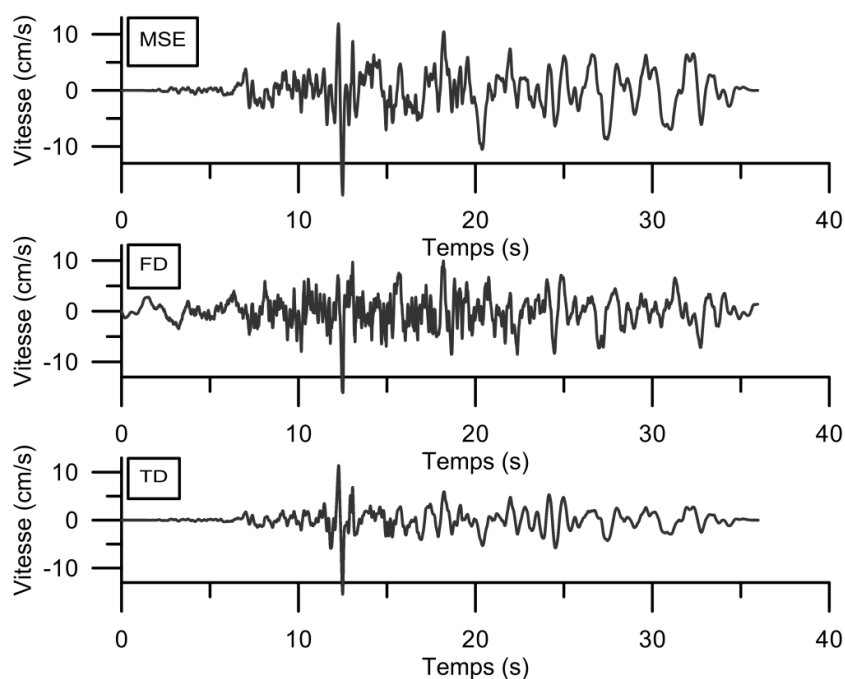


Figure 4.3 Vitesse en fonction du temps de la secousse de Northridge du 17 janvier 1994 enregistré à Catskill modifié à l'aide des méthodes MSE, FD et TD.

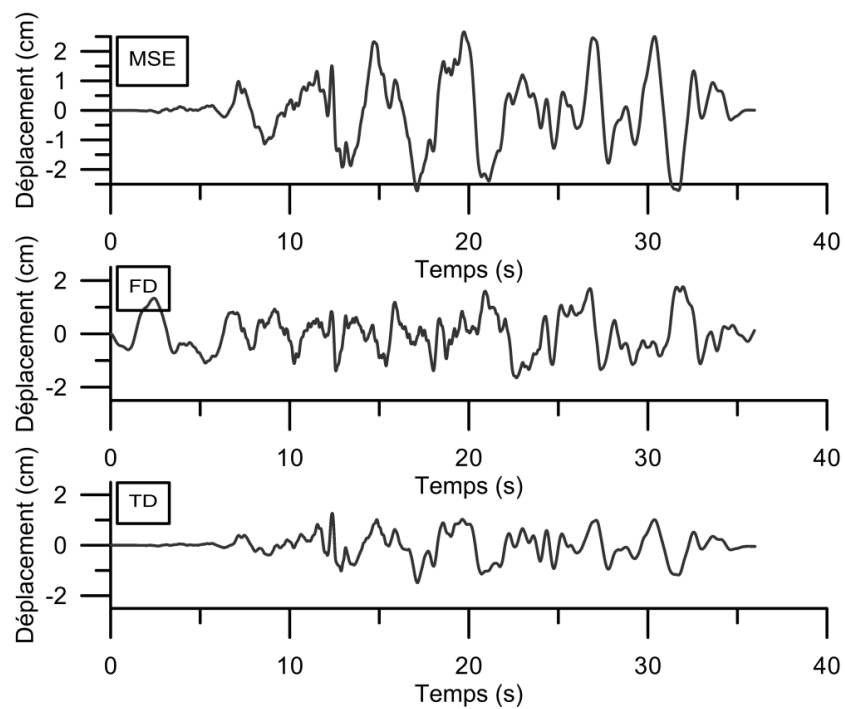


Figure 4.4 Déplacement en fonction du temps de la secousse de Northridge du 17 janvier 1994 enregistré à Catskill modifié à l'aide des méthodes MSE, FD et TD.

4.3 Analyse statique incrémentaire non linéaire, « Pushover »

L'analyse de la poussée latérale permet de déterminer la limite élastique au sommet de la structure. Ce type d'analyse a été complété pour la charpente en acier ainsi que pour le mur en béton. Une force (résultante) est alors appliquée au sommet de la structure ou encore selon une distribution spatiale triangulaire ou autres. Cette force est alors augmentée graduellement tout en enregistrant le déplacement en ce point, pour produire une courbe de force-déplacement, telle que présentée à la figure 4.5 pour le mur en béton. L'intersection entre ces deux droites indique la limite élastique donc le déplacement à partir duquel on peut considérer un déplacement plastique. Dans le cas de structures à plusieurs étages, l'analyse a été faite au toit.

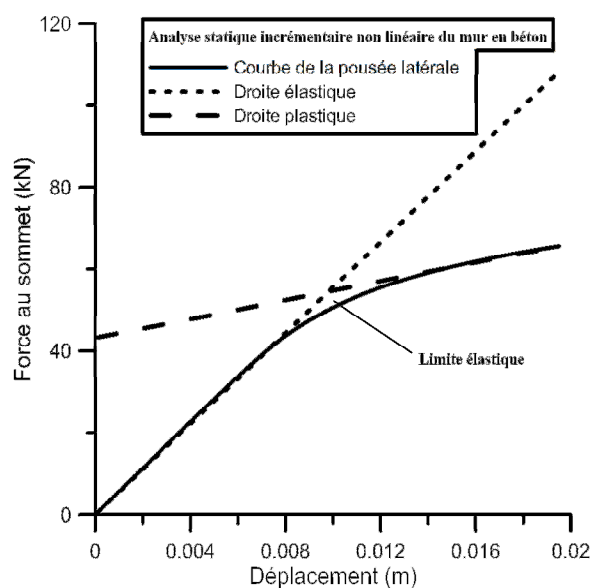


Figure 4.5 Courbe d'analyse incrémentaire non linéaire pour le mur en béton.

4.4 Mur de refend en béton armé

Pour des raisons de contraintes dans la longueur de l'article, le mur de refend n'y a pas été présenté. Il s'agit d'un mur de 10 étages modélisé dans OpenSees 2.3.1 (McKenna, 2000) schématisé dans la figure 4.6 ayant un amortissement de Rayleigh de 5% pour les deux premiers modes de vibration. Chaque étage mesure 2.8 m de hauteur et est composé d'une section de 300 mm x 6000 mm. La disposition et la quantité armature changent entre les étages 4 et 5, tel que montré sur la figure 4.6b. Une ductilité $R_d = 3.5$ et un facteur $R_o = 1.6$ pour un site de classe C localisé à Montréal, Canada (Ghorbanirenani 2010 Ghorbanirenani, et al. 2009), ont été utilisés.

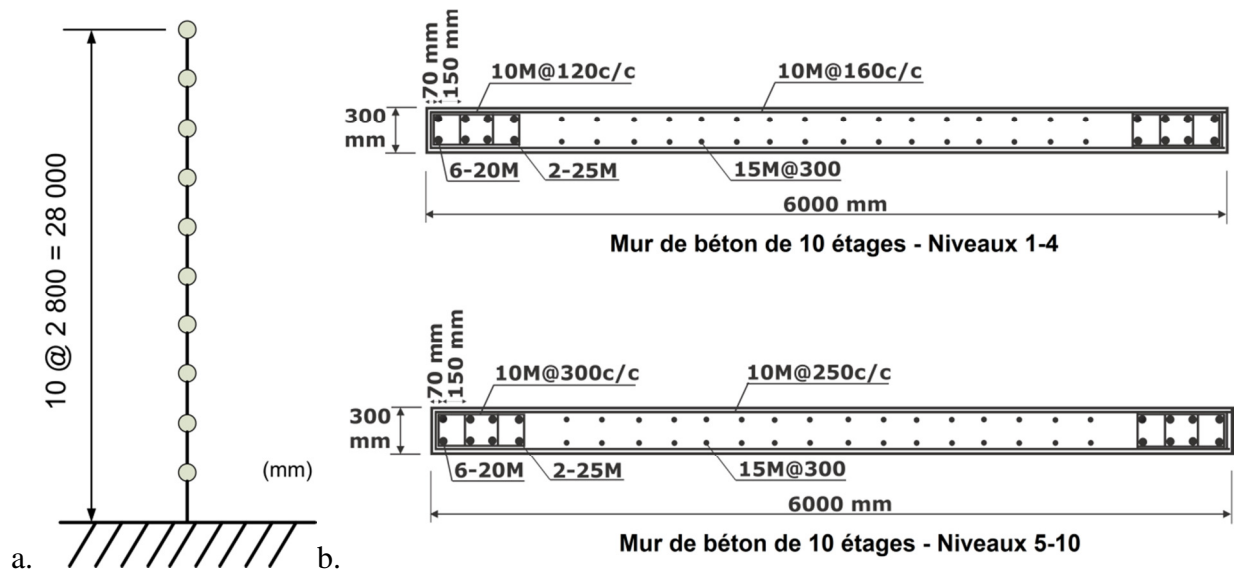


Figure 4.6. Mur de refend en béton armé. a. Représentation du modèle OpenSees; b. Les deux Sections du mur de refend.

Le mur a été modélisé à l'aide d'éléments de poutre en fibres. Le béton confiné est le matériel uniaxial appelé concrete02 avec une limite élastique en compression (f'_c) de 40 MPa tandis que le béton non confiné, également le matériel uniaxial concrete02, possède un module f'_c de 30 MPa. L'acier d'armature quant à elle utilise le matériel uniaxial steel02 et une limite élastique $f_y = 450$ MPa, son positionnement est indiqué sur la figure 4.6b. Les propriétés de ces matériaux sont illustrées à la figure 4.7 pour (a) le béton confiné, (b) le béton non confiné et (c) l'acier d'armature. Le poids de chaque étage est de 800 kN. La méthode de Newmark a été utilisée à l'aide de $\beta = 1/4$ and $\gamma = 1/2$. Ghorbanirenani et al. (2010, 2009) présentent le mur de façon plus élaborée. Les cinq premiers modes de vibration sont respectivement 2.36 s, 0.42 s, 0.17 s, 0.10 s et 0.07 s.

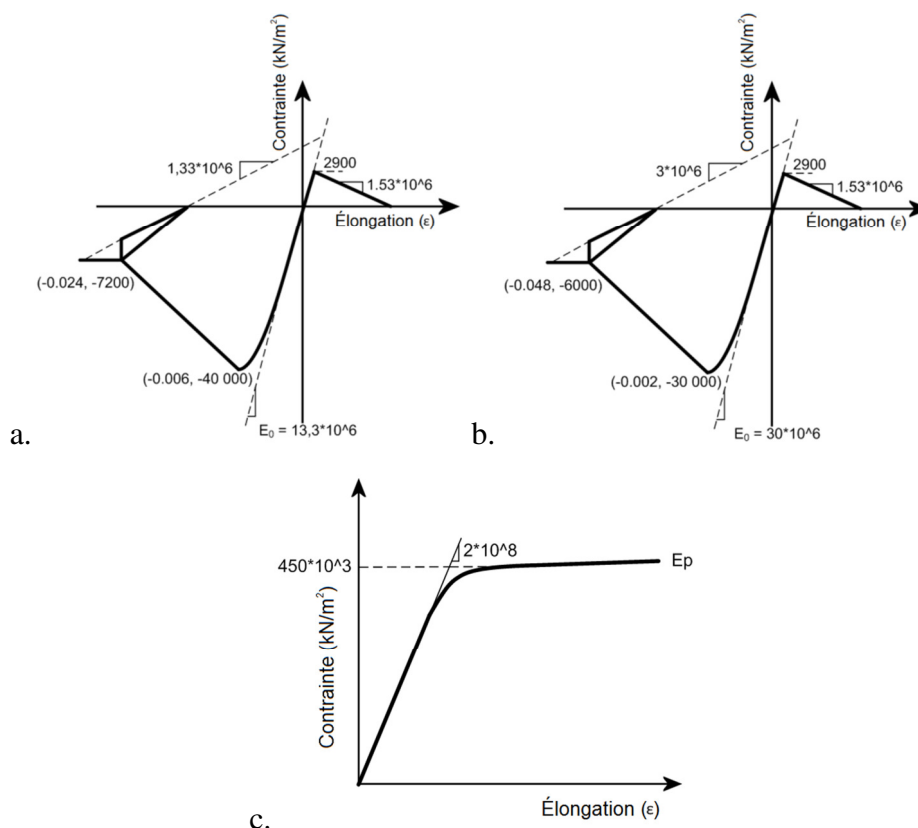


Figure 4.7. Propriété des matériaux du mur de refend: a. Béton confiné; b. Béton non confiné; c. Acier d'armature.

Après avoir appliqué les différents accélérographes au mur de refend, le déplacement au sommet, le cisaillement à la base ainsi que le moment à la base ont été enregistrés afin de les comparer. À la première période de vibration (T_1) qui est très longue (2.36 s), il n'y a pas beaucoup d'énergie dans le spectre cible, ce qui introduit une grande dispersion dans les résultats car ces périodes n'ont pas beaucoup de poids lors de l'étalonnage comparativement aux autres. Une méthode d'étalonnage produisant des résultats avec moins de dispersion aura automatiquement un écart type plus petit. Cependant il reste important de s'assurer que l'ordre de grandeur des contraintes et déplacements générés soit adéquat.

Les résultats sont illustrés sur la figure 4.8, les conclusions suivantes en ont été tirées :

- Les méthodes ASCE, TD et FD produisent des déplacements trop élevés comparativement aux groupes de référence;

- $Sa(T_1)$, ASCE, ATC et ATK génèrent un cisaillement à la base trop élevé tandis que la méthode TD en présente un significativement trop faible comparativement aux valeurs de référence;
- $Sa(T_1)$, ASCE, ATK et FD génèrent un moment à la base plus élevé que les valeurs attendues.

À la lumière de ces observations, les méthodes d'étalonnage ou de modification spectrale les plus efficaces sont SIa et MSE bien qu'ATK serait également approprié. Leurs écarts types concernant le déplacement au sommet sont similaires. La méthode TD performe beaucoup mieux que la méthode FD concernant le déplacement au sommet. La méthode SIa démontre également un écart type faible pour le cisaillement et le moment à la base.

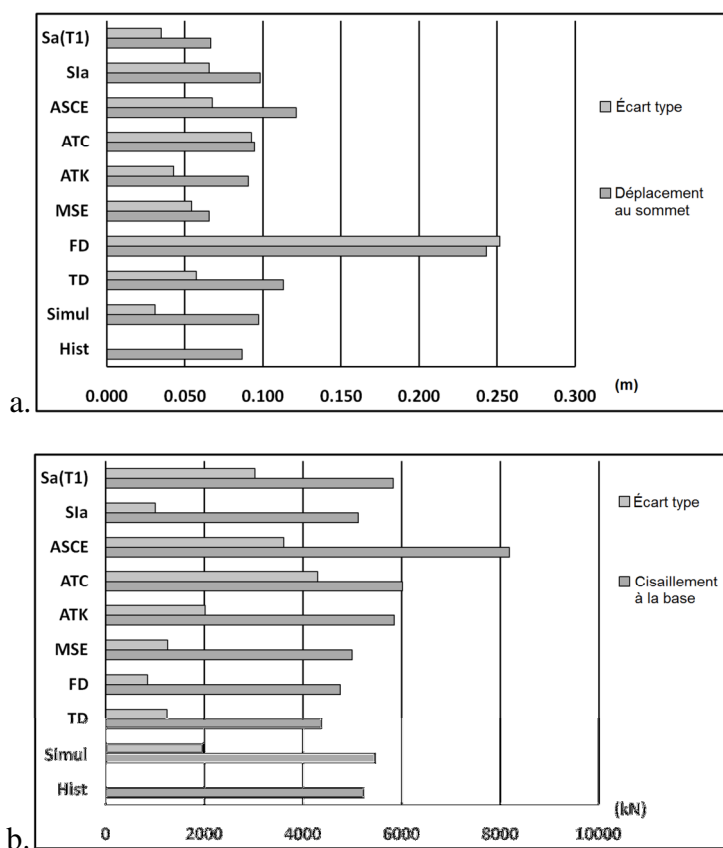


Figure 4.8. Réponse moyenne non linéaire du mur de refend pour des séries de 30 accélérogrammes historiques étalonnés ou modifiés spectralement (Les résultats des groupes de référence simulé et historique sont également illustrés). a. Déplacement au sommet; b. Cisaillement à la base V ; c. Moment à la base M .

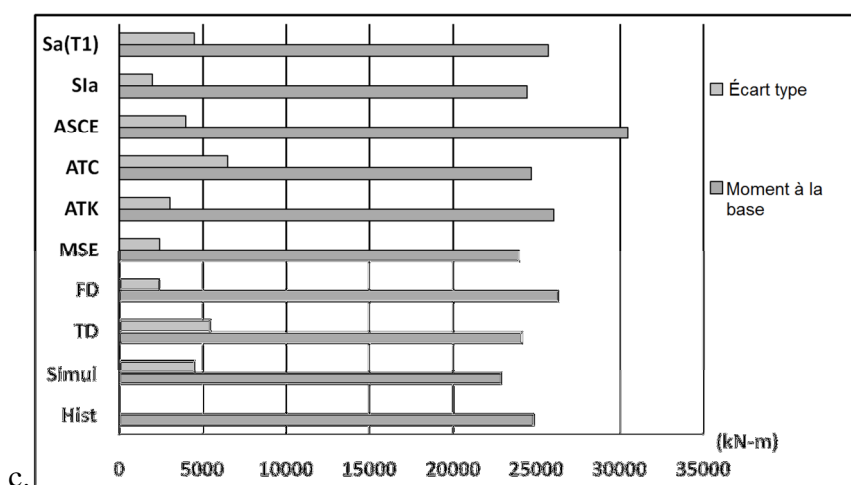


Figure 4.8. Réponse moyenne non linéaire du mur de refend pour des séries de 30 accélérogrammes historiques étalonnés ou modifiés spectralement (Les résultats des groupes de référence simulé et historique sont également illustrés). a. Déplacement au sommet; b. Cisaillement à la base V ; c. Moment à la base M . (suite)

4.5 Effondrement de la charpente en acier

Un effondrement de la charpente en acier a été causé par certaines secousses, tel que montré au tableau 3.6. Les méthodes d'étalonnage menant à ce phénomène sont FD, ASCE et ATC. La méthode FD a été critiquée par les grands déplacements qu'elle génère. Ces déplacements pourraient expliquer que le contreventement n'ait pas la capacité de se plastifier suffisamment pour résister à la secousse. Les deux autres méthodes, ASCE et ATC, sont des méthodes très conservatrices et c'est pourquoi la structure ne résiste pas nécessairement à toutes les secousses qu'elles étalonnent.

4.6 Résultats complémentaires

Afin d'alléger l'article, présenté au chapitre 3, quelques résultats n'y ont pas été présentés bien que les conclusions y soient complètes. À titre d'informations additionnelles, l'Annexe 1 présente les résultats complets des structures à un degré de liberté tandis que l'Annexe 2 présente les comparaisons des groupes de 3 accélérogrammes par rapport aux groupes de 7 accélérogrammes.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

Ce chapitre est un complément aux conclusions déjà présentées à la section 3.8 de ce mémoire.

Ce mémoire présente une comparaison des différentes méthodes d'étalonnage de secousses sismiques pour analyses dynamiques non linéaires. Les méthodes d'étalonnage SIa et MSE sont les deux méthodes s'étant démarqués des autres par leur précision et leur dispersion. Il faut cependant noter que ces résultats sont limités aux structures utilisées et pourraient donc varier quelque peu si de nouvelles structures sont utilisées.

Vu les résultats obtenus, il est important de noter que la forme du spectre de réponse n'est pas un indicateur prépondérant de potentiel de dommage inélastique car les méthodes à concordance spectrale FD et TD ne produisent pas les résultats attendus même si leur spectre de réponse correspondent pratiquement sur le spectre de conception.

Afin de confirmer les conclusions établies au chapitre 3, certains approfondissements sont nécessaires. Un plus grand nombre de structures devraient être étudiées afin d'augmenter la fiabilité des résultats. Les conclusions du chapitre 3 sont cependant suffisantes pour éclairer le choix de méthode d'étalonnage.

BIBLIOGRAPHIE

Les références présentées dans cette section complètent celles de l'article, présentées à la section 3.8.

Abrahamson, N.A., et Silva, W.J. 1997. Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes. *Seismological Research Letters* **68**(1): 94-127.

Baker, J.W., et Cornell, C.A. 2006. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **35**(9): 1077-1095.

Bazzurro, P. 1998. Probabilistic seismic demand analysis. Thèse de doctorat, Department of civil engineering and environmental engineering. Stanford University, California.

Bolt, B.A., et Abrahamson N.A., 2003. Estimation of strong seismic ground motions. *International handbook of earthquake and engineering seismology*, part B. p. 983-10000.

Bommer J.J., et Scott S.G. 2000. The feasibility of using real accelerograms for seismic design. *Implications of recent earthquakes on seismic risk Vol.2*. Imperial College, London. p. 115-126.

Boore, D.M., et Atkinson G.M. 2008. Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*. **24**(1): 99-138.

Boore, D.M., et Bommer, J.J. 2005. Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **25**(2): 93-115.

Boore, D.M., Joyner, W.B., et Fumal, T.E. 1997. Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: a summary of recent work. *Seismological Research Letters*. **68**(1): 128-153.

Canadian Standard Association (CSA). 2006. CSA-S16.1, Limit states design of steel constructions, including CSA-S16S1-05 Supplement No. 1. Mississauga, Ontario.

- Canadian Standard Association (CSA). 2003. CAN3-N289.3-M81, Design procedures for seismic qualification of CANDU nuclear power plant. Rexdale, Ontario, Canada.
- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 2008. Recommendations for the seismic design of high-rise buildings. Antony Wood. Chicago, Illinois.
- Edupro Civil Systems inc. 1999. Proshake, Ground motion response analysis program, version 1.1. Redmond.
- Ghorbanirenani, I., Rallu, A., Tremblay, R., and Léger, P. 2009. Distribution of Inelastic Demand in Slender R/C Shear Walls Subjected to Eastern North America Ground Motions. Proc. ATC-SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, San- Francisco, CA, 13 pp.
- Gupta, V.K. 2002. WavGen (Computer Program). disponible à : <http://home.iitk.ac.in/~vinaykg/wavgen.htm>. [Cité le 18 novembre 2011].
- Heidebrecht, A.C., et Lu, C.Y. 1988. Evaluation of the seismic response factor introduced in the 1985 edition of the national building code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, **15**(3): 382-338.
- Iervolino, I., et Cornell, C.A., 2005. Record selection for nonlinear seismic analysis of structures. Earthquake Spectra. **31**(3): 685-713.
- Iervolino, I., Maddaloni, G., et Cosenza, E. 2006. Ground motion duration effects on nonlinear seismic response. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. **35**(1): 21-38.
- International Conference of Building Officials. 2006. International Building Code. Whittier, CA.
- International Conference of Building Officials. 2007. California building code. Whittier, CA.
- Jayaram, N., Lin, T., et Baker, J.W. 2011. A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. Earthquake Spectra. **27**(3): 797-815.

- Kalkan, E., et Chopra, A. K. 2010. Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear history analysis of structures. Earthquake Engineering Research Institute. Open-File Report 2010.
- Kawaga, T., Irikura, K., et Somerville, G.P. 2004. Differences in ground motions and fault process between the surface and buried ruptures earthquakes. *Earth Planets and Space*. **56**(1): 3-14.
- Leclerc, M. 2006. Spectre 1.0. Groupe de Recherche en Structures. École Polytechnique de Montréal, Québec.
- Luco, N., et Bazzurro, P. 2007. Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift response?. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics. The Journal of the International Association for Earthquake Engineering and of the International Association for Structural Control*. **36**(13): 1813-1835.
- Mehanny, S.F. 1999. Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams. Thèse de doctorat, Department of Civil and Environment Engineering, Stanford University, California.
- Motazedian, D., et Atkinson, G. 2005. Stochastic finite-fault model based on dynamic corner frequency. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **95**: 995-1010.
- Rozon, J. 2008. Étude du comportement des cadres à contreventement excentrique de faible et moyenne hauteur. Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, Québec.
- Shome, N., et Cornell, A. C. (1998). Normalization and scaling accelerograms for nonlinear structural analysis. *Proceedings of the 6th U.S. National conference on earthquake engineering*, Seattle, WA.
- Somerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S., et Sun, J. 1997. Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project (SAC/BD-97/04), Sacramento, California.

ANNEXE 1 – RÉSULTATS (SYSTÈME À UN DDL) SDOF**POUR $R_D R_O = 1, 2, 4$**

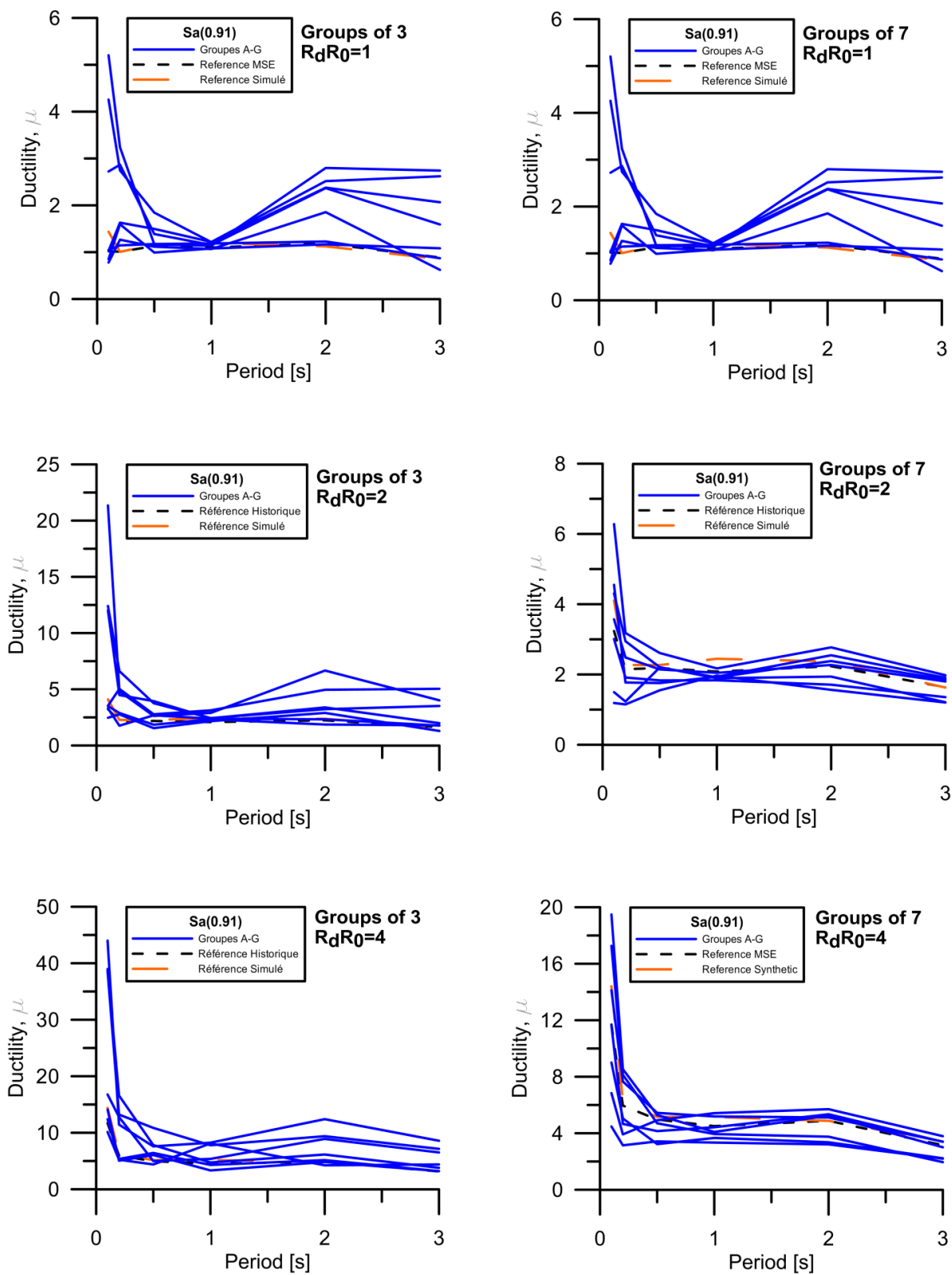


Figure A.1.1 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage Sa(0.91)

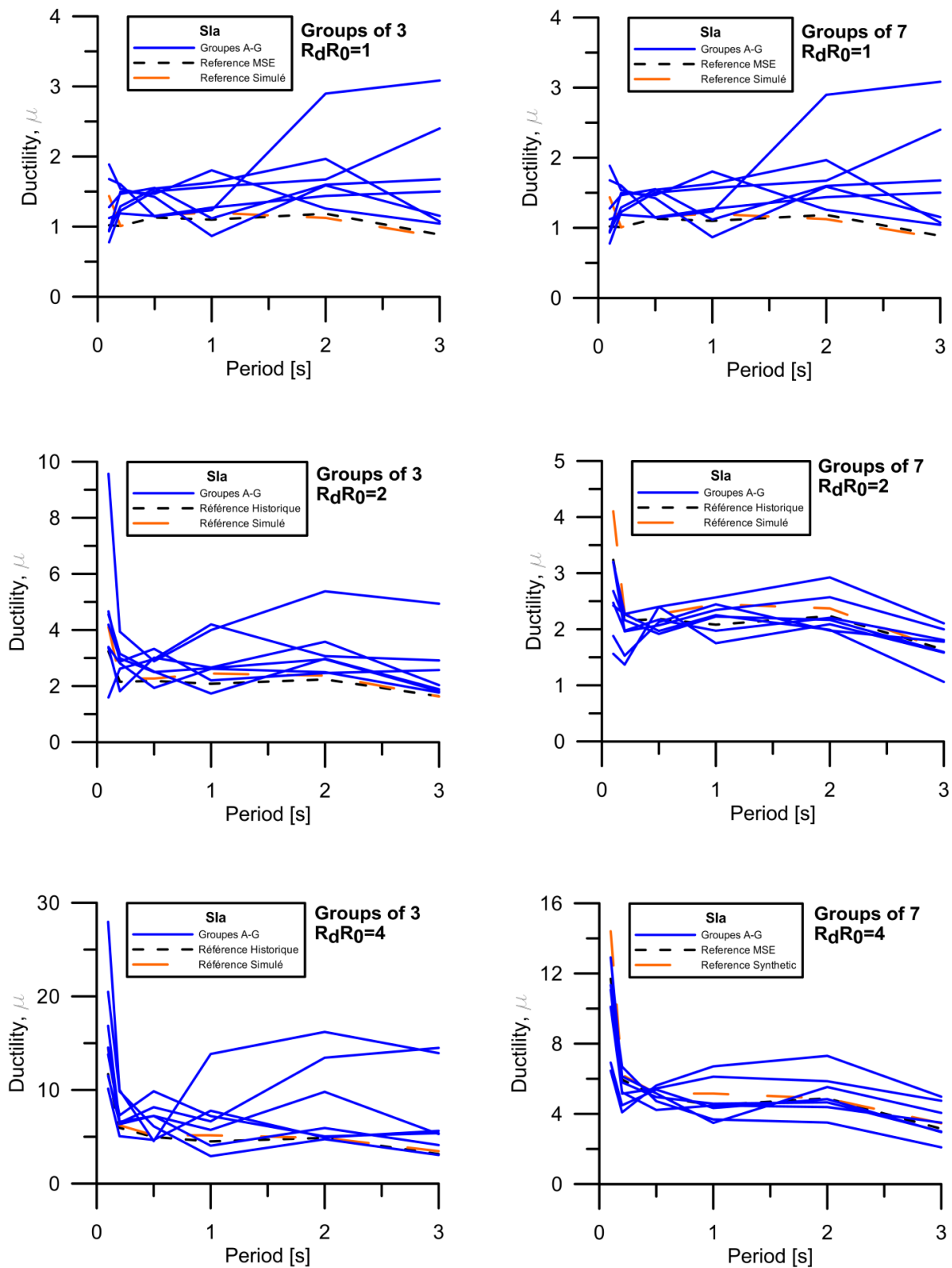


Figure A.1.2 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage SLA

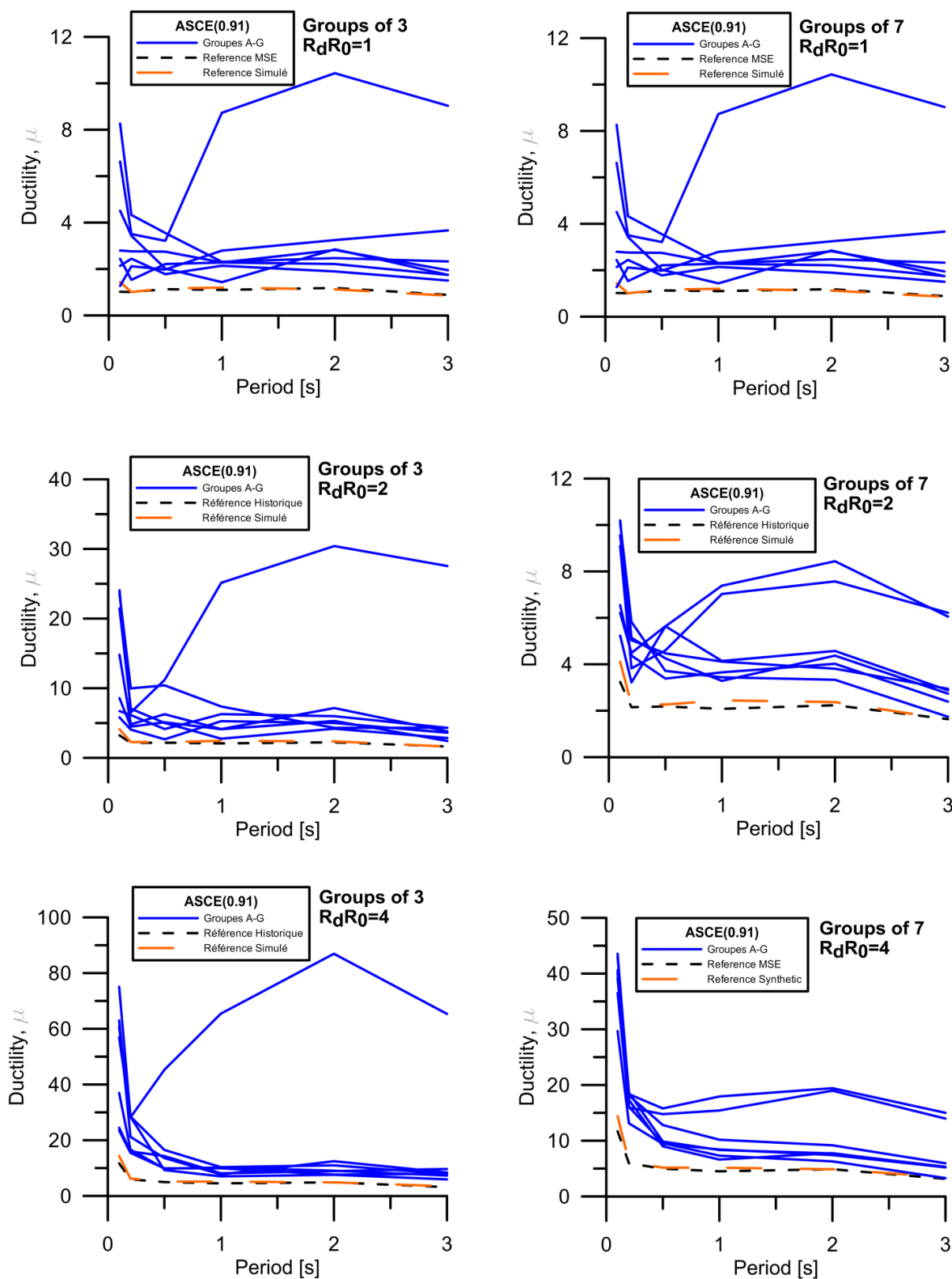


Figure A.1.3 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage ASCE

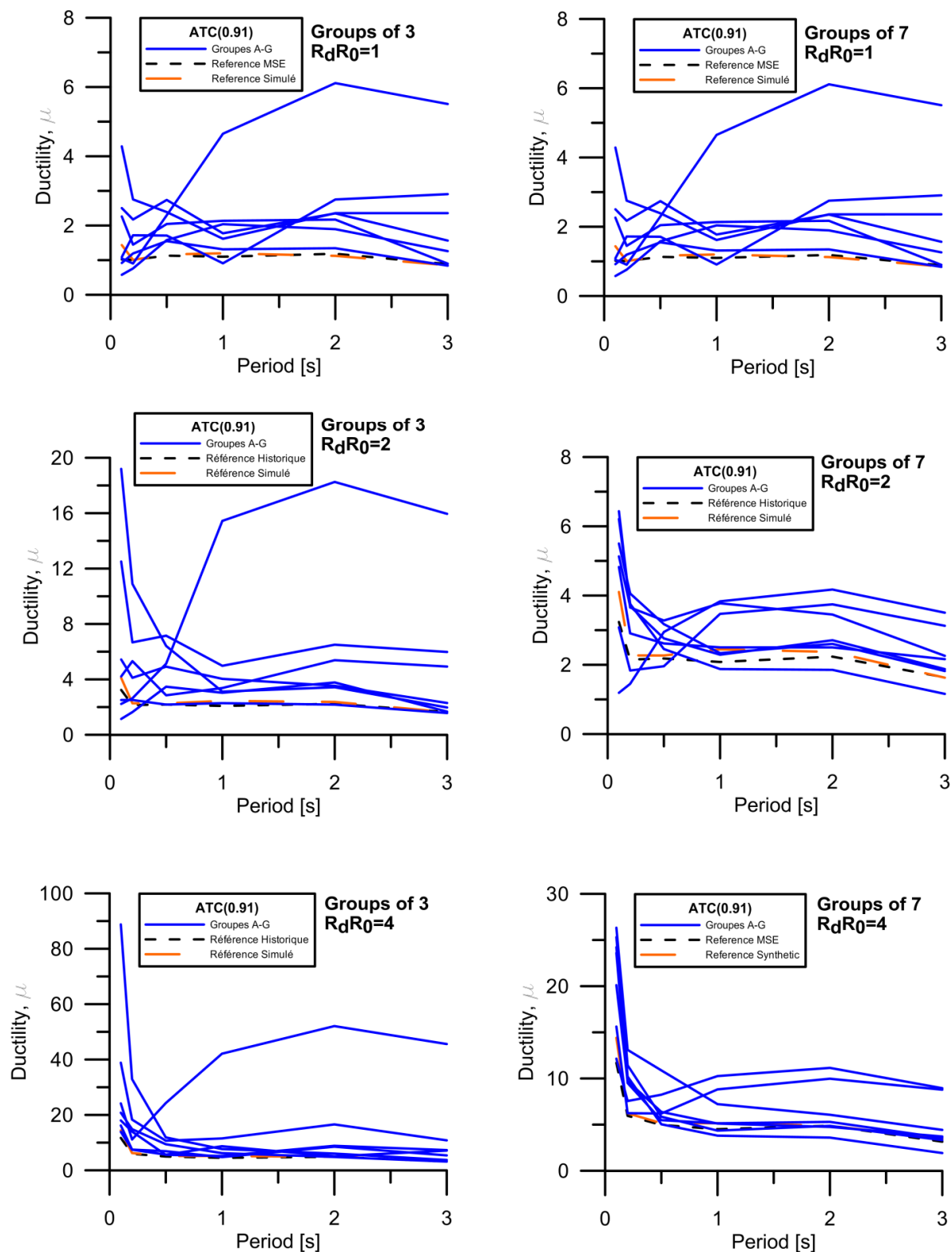


Figure A.1.4 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage ATC(0.91)

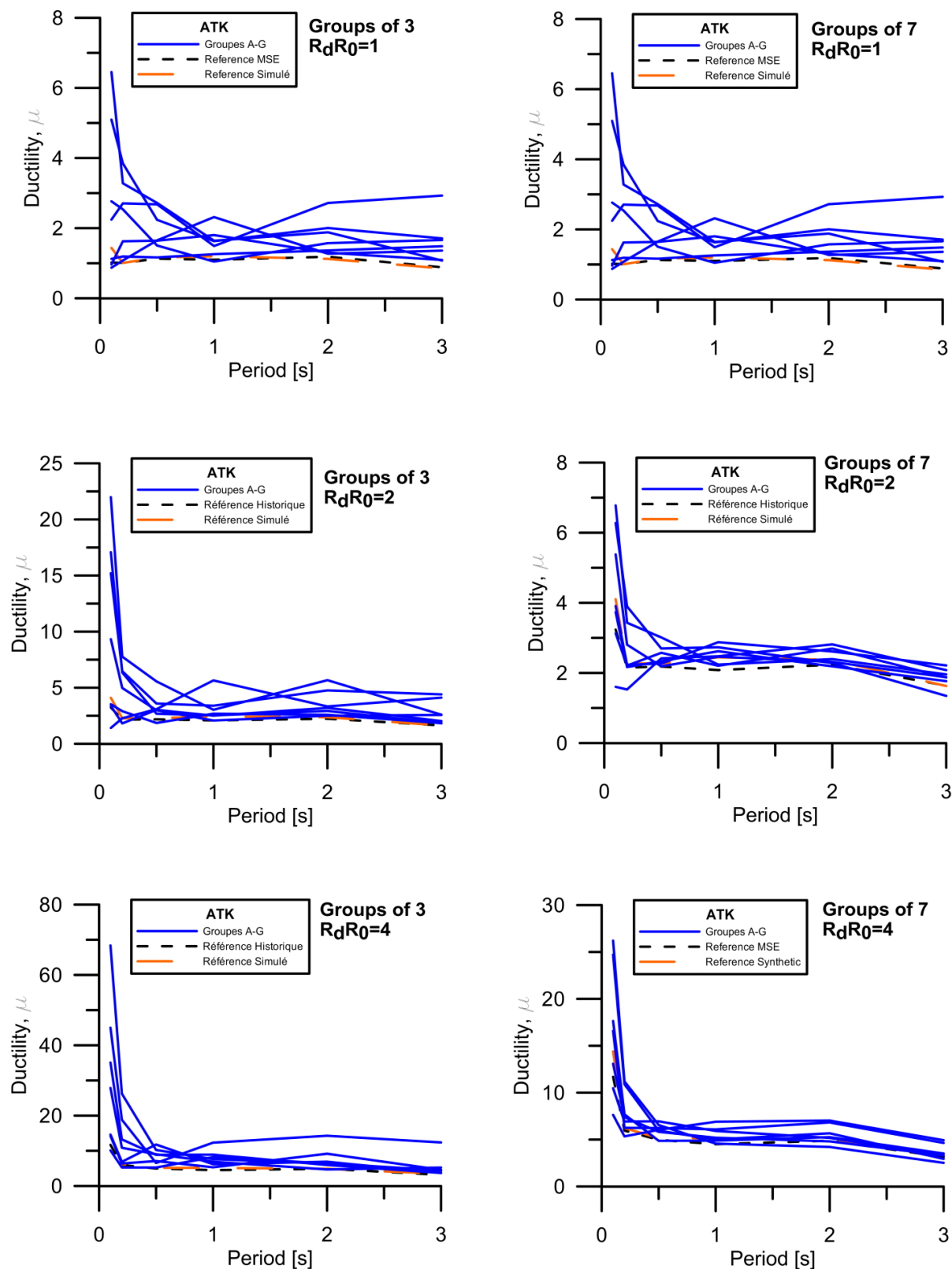


Figure A.1.5 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage ATK

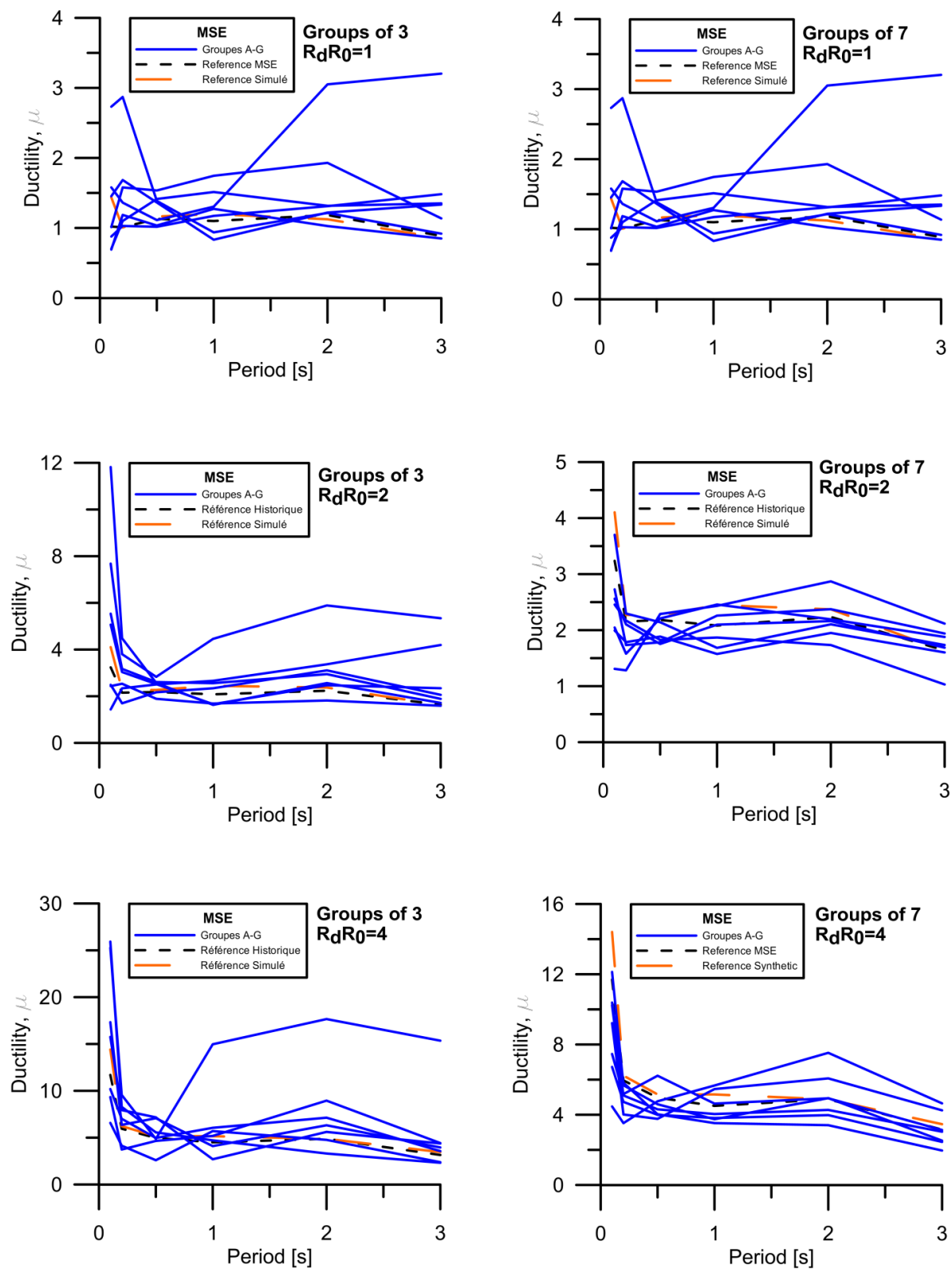


Figure A.1.6 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage MSE

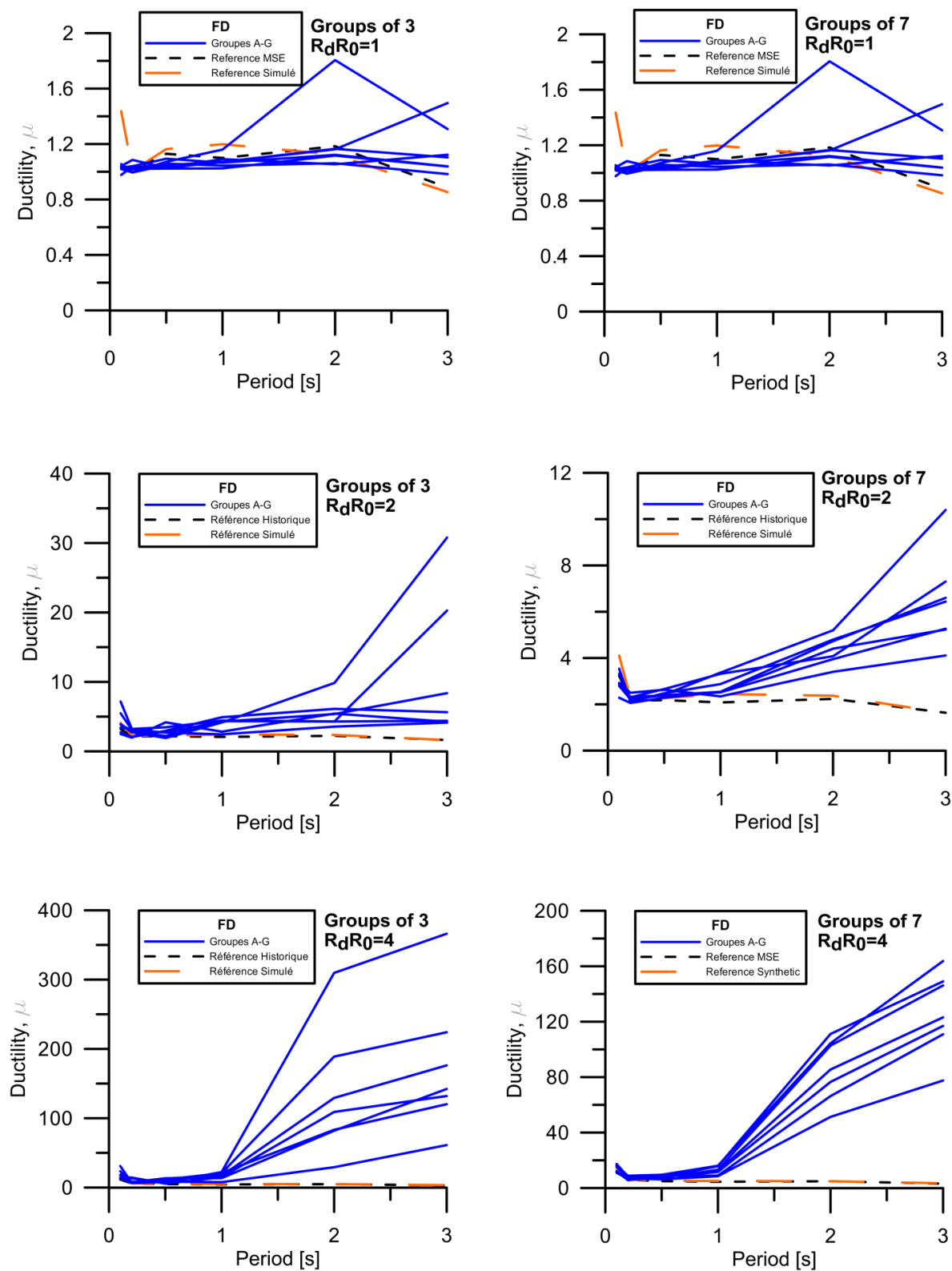


Figure A.1.7 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage FD

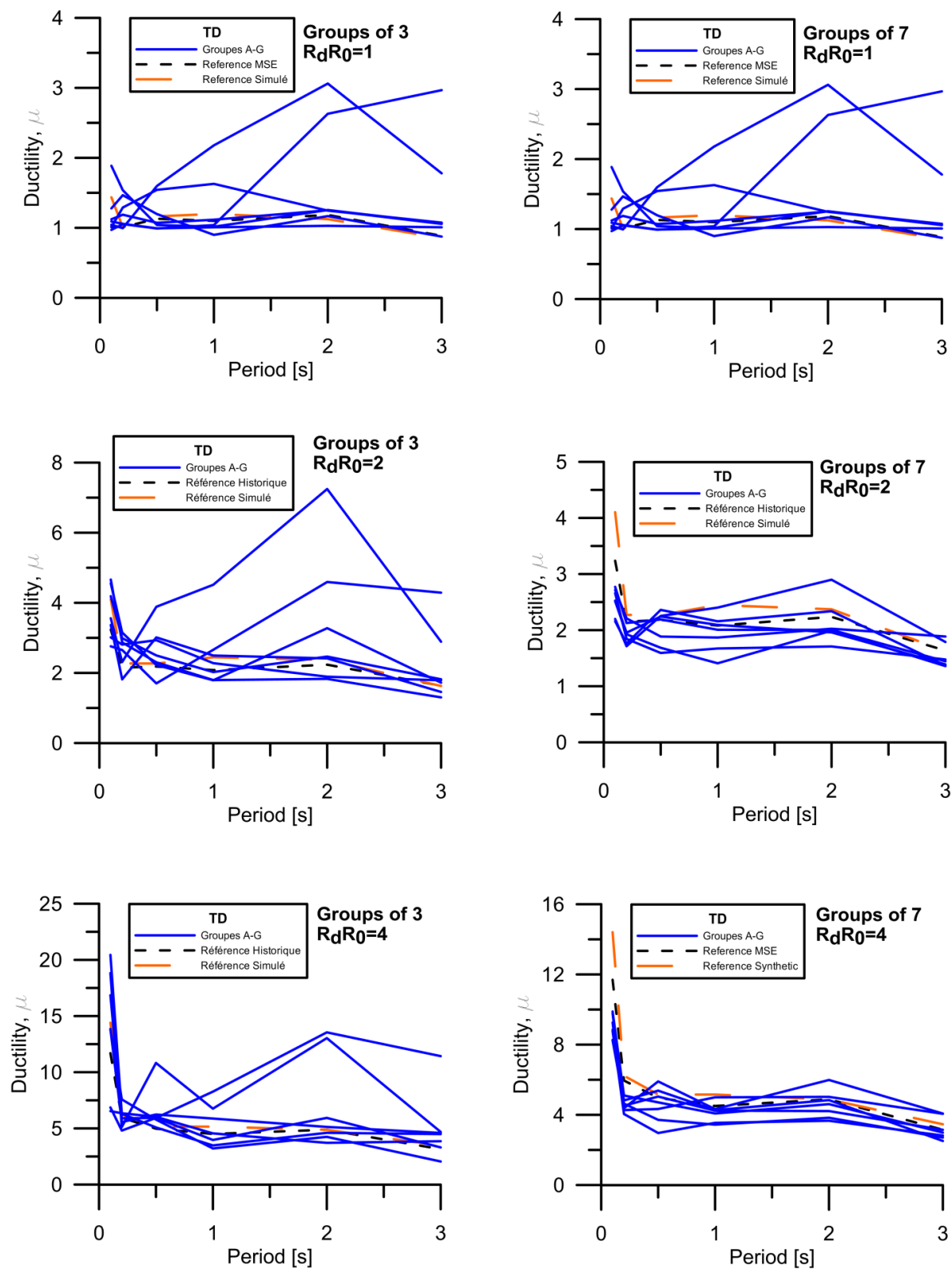


Figure A.1.6 Résultats des systèmes à 1 degré de liberté des groupes de 3 et de 7 secousses sismiques pour la méthode d'étalonnage TD

ANNEXE 2 – GROUPES DE 3 ACC. VS GROUPES DE 7 ACC.

Tableau A.2.1 Comparaison des groupes de 3 accélérogrammes et des groupes de 7 accélérogrammes

Mur en béton

Groupes de 3		TD	FD	MSE	ATK	ATC	ASCE	Sla	Sa(T1)
3A	Demande en ductilité	11	14	8	9	5	16	12	10
	Cisaillement à la base (kN)	6164	6171	6463	7043	4232	9592	6128	9319
	Moment à la base (kN-m)	26373	25022	29494	30147	23222	34353	26988	30018
3B	Demande en ductilité	12	131	13	12	18	16	12	8
	Cisaillement à la base (kN)	4737	7007	5469	5316	6548	6538	5307	4255
	Moment à la base (kN-m)	26064	32303	27415	27060	28804	27789	27040	25647
3C	Demande en ductilité	12	80	9	19	13	21	13	10
	Cisaillement à la base (kN)	4247	4080	7625	11104	13928	17114	6342	13732
	Moment à la base (kN-m)	25971	28312	26140	32741	35032	36498	25690	36325
3D	Demande en ductilité	16	20	9	11	16	17	10	9
	Cisaillement à la base (kN)	4682	4905	4906	5763	7014	8231	5519	4971
	Moment à la base (kN-m)	25449	28531	25379	28076	26980	29262	27726	25374
3E	Demande en ductilité	17	19	12	14	20	25	15	12
	Cisaillement à la base (kN)	5535	4650	6196	7559	5618	10325	5911	5606
	Moment à la base (kN-m)	27223	27695	25120	27860	28656	35030	26187	24944
3F	Demande en ductilité	14	43	9	10	10	15	11	10
	Cisaillement à la base (kN)	5042	5260	4260	5114	5855	7562	5109	4348
	Moment à la base (kN-m)	27037	26872	23587	27297	29608	30127	27261	23605
3G	Demande en ductilité	9	24	27	24	19	26	26	14
	Cisaillement à la base (kN)	5889	5817	6173	8635	9472	9200	6292	9481
	Moment à la base (kN-m)	26317	29222	27134	31312	34418	34992	26723	34474

Tableau A.2.1 Comparaison des groupes de 3 accélérogrammes et des groupes de 7 accélérogrammes (suite)

Groupes de 7		TD	FD	MSE	ATK	ATC	ASCE	Sla	Sa(T1)
7A	Demande en ductilité	13	22	8	10	11	15	9	8
	Cisaillement à la base (kN)	4574	4704	5152	5944	6666	7923	5210	5541
	Moment à la base (kN-m)	26560	27406	23175	25857	27696	30313	23787	25036
7B	Demande en ductilité	10	15	10	11	9	16	10	9
	Cisaillement à la base (kN)	4876	4501	4710	5685	4473	6624	5122	5608
	Moment à la base (kN-m)	25032	25911	24015	26055	21707	29354	24754	25650
7C	Demande en ductilité	8	12	11	11	13	14	11	9
	Cisaillement à la base (kN)	4032	4682	4585	4839	5062	5514	4813	4519
	Moment à la base (kN-m)	20595	25428	25206	26224	23442	27693	25740	25248
7D	Demande en ductilité	11	32	8	9	9	17	8	8
	Cisaillement à la base (kN)	4592	4517	5521	6660	6753	9054	5488	6569
	Moment à la base (kN-m)	25707	25349	25238	27448	26791	30735	25603	27156
7E	Demande en ductilité	12	41	6	7	6	13	6	7
	Cisaillement à la base (kN)	4782	5062	4999	6559	5945	9536	5248	6773
	Moment à la base (kN-m)	26156	27781	22371	26038	24138	33186	23157	26730
7F	Demande en ductilité	7	30	8	8	17	12	8	7
	Cisaillement à la base (kN)	3272	4430	4222	4134	7162	5972	4070	4123
	Moment à la base (kN-m)	19295	23333	20824	21252	22130	24933	20593	21223
7G	Demande en ductilité	7	15	7	9	7	14	8	7
	Cisaillement à la base (kN)	3439	4545	4324	4891	4181	7618	4636	4574
	Moment à la base (kN-m)	19307	26542	23245	24421	21879	29659	24164	23375

Tableau A.2.1 Comparaison des groupes de 3 accélérogrammes et des groupes de 7 accélérogrammes (suite)

Charpente en acier

Groupes de 3		TD	FD	MSE	ATK	ATC	ASCE	Sla	Sa(T1)
3A	Demande en ductilité	3	5	3	6	4	9	4	4
	Force contreventement (kN)	1694	1568	1416	1657	1735	1774	1570	1684
3B	Demande en ductilité	3	S/O	4	6	4	6	4	3
	Force contreventement (kN)	1609	S/O	1541	1502	1702	2086	1500	1320
3C	Demande en ductilité	3	5	3	8	7	6	3	4
	Force contreventement (kN)	1558	1848	1522	1800	1881	1749	1444	1665
3D	Demande en ductilité	3	S/O	2	3	4	8	3	2
	Force contreventement (kN)	1658	S/O	1528	1776	1687	1910	1762	1485
3E	Demande en ductilité	3	7	3	3	5	S/O	4	4
	Force contreventement (kN)	1652	1502	1369	1439	1479	S/O	1460	1482
3F	Demande en ductilité	2	6	3	3	5	5	3	3
	Force contreventement (kN)	1617	1804	1664	1668	1646	2051	1694	1621
3G	Demande en ductilité	3	3	5	3	S/O	S/O	4	4
	Force contreventement (kN)	1458	1848	1460	1400	S/O	S/O	1421	1664
		1458		1369	1400	1479	1749	1421	1320
Groupes de 7		TD	FD	MSE	ATK	ATC	ASCE	Sla	Sa(T1)
7A	Demande en ductilité	2	S/O	2	3	3	4	3	2
	Force contreventement (kN)	1334	S/O	1476	1523	1576	1397	1464	1373
7B	Demande en ductilité	3	3	3	4	2	S/O	3	3
	Force contreventement (kN)	1459	1587	1382	1479	1178	S/O	1450	1411
7C	Demande en ductilité	2	S/O	3	3	S/O	S/O	3	3
	Force contreventement (kN)	1416	S/O	1430	1447	S/O	S/O	1450	1420
7D	Demande en ductilité	2	4	3	4	4	5	3	3
	Force contreventement (kN)	1449	1609	1403	1511	1553	1739	1446	1504
7E	Demande en ductilité	2	S/O	2	4	3	6	3	3
	Force contreventement (kN)	1408	S/O	1345	1414	1354	1652	1413	1394
7F	Demande en ductilité	2	S/O	3	4	S/O	4	3	3
	Force contreventement (kN)	1309	S/O	1499	1390	S/O	1349	1449	1281
7G	Demande en ductilité	3	S/O	2	3	3	5	3	3
	Force contreventement (kN)	1539	S/O	1357	1457	1230	1627	1404	1374
		1539		1499	1523	1576	1739	1464	1504

Notez que les résultats marqués S/O sont les groupes parmi lesquels une ou des secousses ont causés un effondrement de la structure.