

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DES DÉPLACEMENTS SISMIQUES DES MURS DE REFEND
RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ

MAMADOU FAYE
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)
DÉCEMBRE 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DES DÉPLACEMENTS SISMIQUES DES MURS DE REFEND
RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ

présenté par: FAYE Mamadou

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., membre

DÉDICACE

A ma mère, Marie Faye

A mes frères et soeurs

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier le Professeur Najib Bouaanani pour son soutien et ses précieux conseils qui ont fait progresser ce projet de recherche.

Je remercie vivement les membres du jury : Monsieur Pierre Léger, et Madame Sanda Koboevic, d'avoir accepté d'être membres du jury. Je suis très reconnaissant pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

Je remercie tous les étudiants du groupe de recherche en génie des structures pour les échanges que nous avons eus. Je remercie également tous les techniciens et tout le personnel du groupe de recherche.

Je remercie également les personnes suivantes qui m'ont soutenues : Kory, Karim, Awa, Aissatou, Binetou, Damien.

je tiens à remercier aussi Dolice, Poulad, Abdel Aziz, Ilona, Cherazade pour les discussions que nous avons eus portant sur ce projet de maîtrise.

RÉSUMÉ

Ce mémoire a pour objectif d'étudier le déplacement sismique des murs de refend rectangulaires. Pour atteindre cet objectif nous avons fait l'étude de trois bâtiments qui ont des hauteurs respectives de 21m, 42m et 63m. Afin de tenir compte des aléas sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada les bâtiments sont situés à Montréal et à Vancouver. Le système de résistance aux forces sismiques des bâtiments est constitué de deux murs de refends ductiles. Ces bâtiments ont été dimensionnés selon les exigences du CNBC 2005 et 2010 et selon les exigences du code de béton CSA A23.3-04. Dans ce projet seul les murs de refends seront considérés avec l'hypothèse selon laquelle ils reprennent la totalité des charges sismiques et gravitaires.

La modélisation des murs s'est faite par éléments fibres en utilisant les logiciels Opensees et Seismostruct. Les séismes choisis pour les analyses non linéaires sont des séismes historiques de l'Amérique du nord et les séismes artificiels générés par Atkinson. La calibration de ces séismes a été faite sur les spectres de dimensionnement de Montréal et de Vancouver en utilisant deux méthodes de calibration.

Nous avons effectué trois séries d'analyses. Une première série d'analyse non linéaires temporelle afin d'estimer le déplacement maximum et résiduels des murs de refend. Cette série d'analyses montre que les déplacements maximums obtenus entre Opensees et Seismostruct sont quasiment les mêmes. Les déplacements inter-étages obtenus ne dépassent pas les limites préconisées par CNBC2010 soit 2.5% de la longueur d'étage.

La deuxième série d'analyse consiste à comparer les résultats des profils de déplacements obtenus aux déplacements cibles déterminés par des expressions simplifiées. Une discussion des résultats obtenus est présentée en fonction du type de bâtiment et de sa localité Est versus Ouest. Cette étude a montré que la méthode simplifiée peut être appliquée pour les bâtiments pas trop élancés en alternative à l'analyse non linéaire qui prend beaucoup de temps et qui est économiquement coûteux.

La troisième série d'analyse série d'analyse qui consiste à estimer le déplacement résiduel des séismes en fonction des déplacements maximums. Cette série d'analyse nous montre en premier que les logiciels utilisés avec la modélisation en élément fibres donnent des déplacements résiduels très différents. En outre elle nous montre que le déplacement résiduel maximum peut être exprimé en fonction du déplacement maximum par des équations de polynômes du premier degré dépendant du séisme et de la hauteur de murs.

ABSTRACT

This project aims to study the seismic displacement of reinforced rectangular concrete shear walls. Buildings with heights of 21 m, 42 m and 63 m, corresponding to 6, 12 and 18 storeys are considered. For each building, seismic resistance to lateral forces is provided two shear walls. To take account of the seismic hazards of both Eastern and Western Canada, the buildings were designed for Montreal and Vancouver according to recent editions of NBCC and CSA A23.3-04.

Two fiber-element software packages, OpenSees and Seismostruct, were used to perform the nonlinear time history analysis of the concrete shear walls subjected to simulated and historical ground motions. The ground motions used were scaled to match the target UHS at Montréal and Vancouver as prescribed by the CNBC 2010.

Nonlinear dynamic analyses were mainly used to evaluate maximum and residual displacements of the studied shear walls. The results of these analyses indicate that the maximum displacements obtained from OpenSees and Seismostruct were nearly equivalent. In all cases, the interstorey drift obtained did not exceed the interstorey drift limits recommended by CNBC2010. More variations were found in the predicted residual displacements by OpenSees and Seismostruct.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vi
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES TABLEAUX	xiv
LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES	.xviii
LISTE DES ANNEXES	xx
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématique	1
1.3 Objectifs	2
1.4 Méthodologie	2
1.5 Plan du mémoire	2
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1 Introduction	4
2.2 Conception parasismique selon le CNBC 2010	4
2.2.1 Objectifs et exigences du CNBC 2010	4
2.2.2 Méthode de calculs sismiques autorisés par le CNBC 2010	5
2.2.2.1 Méthode statique équivalente	5
2.2.2.2 Méthode dynamique	9
2.2.3 Conception parasismique des structures en béton armé selon le CSA A23.3-04	10
2.3 Logiciels d'éléments finis utilisés pour ce projet	11
2.3.1 Seismostruct	11

2.3.2	Opensees	11
2.4	Modèle d'élément finis pour l'analyse non linéaire d'ossature en béton armé	12
2.4.1	Le modèle Bar	12
2.4.2	Le modèle Mur ou distribué	13
2.5	Évaluation du déplacement résiduel des structures	15
2.6	La méthode basée sur l'évaluation directe du déplacement	15
2.7	Conclusion	16
 CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT SELON LE CNBC 2005 ET LE CNBC		
	2010	17
3.1	Descriptions des bâtiments étudiés	17
3.2	Charges gravitaires	20
3.3	Poids sismiques	22
3.4	Accélération spectrale de calcul	23
3.5	Calcul de la force sismique latérale	26
3.5.1	Méthode statique équivalente	26
3.5.2	Méthode dynamique	30
3.6	Dimensionnement des murs de refend selon le CSA.3-04	35
3.7	Conclusion	39
 CHAPITRE 4 MODÉLISATION DES MURS PAR ÉLÉMENTS DE FIBRE . .		
4.1	Modélisation des murs sur Seismostruct	41
4.1.1	Masses affectées au murs	43
4.2	Modélisation des murs sur Opensees	43
4.3	Amortissement	44
4.4	Méthode d'intégration numérique	45
4.5	Conclusion	45
 CHAPITRE 5 SÉLECTION ET AJUSTEMENT DES SÉISMES		
5.1	Choix des accélérations historiques et artificiels	46
5.1.1	Séismes choisis pour l'est du Canada	46
5.1.2	Séismes choisis pour l'Ouest du Canada	50
5.2	Calibration des séismes choisis sur les spectres de Montréal et de Vancouver 2010 .	52
5.2.1	Présentation du logiciel RSPMATCH 2005	52

5.2.2	Calibration des séismes historiques	53
5.2.3	Calibration des séismes artificiels	53
5.2.4	Validation des modèles	54
5.3	Conclusion	55
CHAPITRE 6 RÉSULTATS DES ANALYSES SISMQUES		56
6.1	Résultats l'analyse non linéaire obtenus avec les séismes historiques	56
6.1.1	Résultats des analyses non linéaires obtenus avec les séismes artificiels	74
6.2	Analyses non linéaires versus méthode simplifiée	84
6.2.1	Application de la méthode des déplacements	84
CHAPITRE 7 ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS RÉSIDUELS		98
7.1	Estimation des déplacements résiduels des murs de refends rectangulaires	98
CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		112
8.1	Principales conclusions	112
8.2	Recommandations pour les recherches futures	113
RÉFÉRENCES		114
ANNEXES		117

LISTE DES FIGURES

FIG. 2.1	Modélisation par élément fibre (Seismostruct 2011)	14
FIG. 3.1	Bâtiments étudiés : a) Plan d'étage b) Élévation	18
FIG. 3.2	Bâtiment B6 avec les colonnes et les poutres	19
FIG. 3.3	Spectres de dimensionnement de Montréal 2005 vs 2010	25
FIG. 3.4	Spectres de dimensionnement de Vancouver 2005 vs 2010	25
FIG. 3.5	Comparaison des résultats des analyses spectrales 2010 vs 2005 B6, Montréal et Vancouver	33
FIG. 3.6	Comparaison des résultats des analyses spectrales 2010 vs 2005 B12, Montréal et Vancouver	34
FIG. 3.7	Comparaison des résultats des analyses spectrales 2010 vs 2005 B18, Montréal et Vancouver	35
FIG. 3.8	Acier de renforcement mur de refend bâtiment B6 Montréal.	38
FIG. 3.12	Acier de renforcement mur de refend bâtiment B12 Vancouver.	38
FIG. 3.9	Acier de renforcement mur de refend bâtiment B12 Montréal.	39
FIG. 3.10	Acier de renforcement mur de refend bâtiment B18 Montréal.	40
FIG. 3.11	Acier de renforcement mur de refend bâtiment B6 Vancouver.	40
FIG. 4.1	Modélisation de la section du mur, Seismostruct	42
FIG. 4.2	Modélisation par élément fibre (Seismostruct 2011)	43
FIG. 4.3	Modélisation de la section du mur, Seismostruct	43
FIG. 5.1	Accélération, Saguenay 1988 site Chicoutimi	47
FIG. 5.2	Régions où on a ressenti les deux secousses principales, Nahanni 1985 (Source Commission Géologique du Canada)	47
FIG. 5.3	Accélération Nahanni 1985 site1 Iverson, ...	48
FIG. 5.4	Exemples de seismes artificiels d'Atkinson pour l'Est	49
FIG. 5.5	Exemple de seismes pour l'Ouest	50
FIG. 5.6	Accélération d'El Centro 1940, ...	51
FIG. 5.7	Accélération de Northridge 1994 site Century City	51
FIG. 5.8	Spectre de Saguenay calibré sur le spectre de Montréal 2010, ...	53
FIG. 5.9	Spectre d'El Centro calibré sur le spectre de Vancouver 2010, ...	53
FIG. 5.10	Analyse élastique dynamique : Opensees vs Seismostruct, d'Impérial Valley, B6	55

FIG. 5.11	Analyse élastique dynamique : Opensees vs Seismostruct, d'Impérial Valley, B12	55
FIG. 6.1	Analyses Dynamiques, d'Impérial Valley B6	57
FIG. 6.2	Analyses Dynamiques, Rotation au sommet Impérial Valley B6	58
FIG. 6.3	Analyses Dynamiques temporelles, d'Impérial Valley Bâtiment B12	59
FIG. 6.4	Analyses Dynamiques, Rotation au sommet, Impérial Valley B12	61
FIG. 6.5	Analyses Dynamiques temporelles, Impérial Valley B18	61
FIG. 6.6	Analyses Dynamiques, Rotation au sommet, Impérial Valley B18	63
FIG. 6.7	Analyses Dynamiques temporelles, Saguenay B6	64
FIG. 6.8	Analyses Dynamiques temporelles, Rotation au sommet, Saguenay B6	65
FIG. 6.9	Analyses Dynamiques temporelles, Saguenay B12	66
FIG. 6.10	Analyses Dynamiques temporelles, Rotation au sommet, Saguenay B12	67
FIG. 6.11	Analyses Dynamiques temporelles, Saguenay B18	68
FIG. 6.12	Analyses Dynamiques temporelles, Rotation au sommet, Saguenay B18	70
FIG. 6.13	Analyses Dynamiques temporelles, ESB1, F10.7-A315.3, B6	76
FIG. 6.14	Analyses Dynamiques, B6, WSB1, F12.3-A68.8	78
FIG. 6.15	Profil du déplacement cible bâtiment B6	85
FIG. 6.16	Profil du déplacement cible bâtiment B12	87
FIG. 6.17	Profil du déplacement cible bâtiment B12	89
FIG. 6.18	Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (déplacement maximum) mur B6	90
FIG. 6.19	Analyse non linéaire versus méthode des déplacements mur B12	92
FIG. 6.20	Analyse non linéaire versus méthode des déplacements mur B18	94
FIG. 6.21	Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (séismes artificiels ESB1)mur B18 (Est)	96
FIG. 7.1	Déplacements résiduels maximum, El Centro B18 (Opensees vs Seismostruct)	99
FIG. 7.2	Déplacement résiduel maximum en fonction du déplacement maximum, El Centro B18 (Opensees vs Seismo)	103
FIG. 7.3	, Saguenay (Chicoutimi) B18 (Opensees vs Seismostruct)	104
FIG. 7.4	Déplacement résiduel maximum en fonction du déplacement maximum, Saguenay (Chicoutimi) B12 (Opensees vs Seismostruct)	108
FIG. 7.5	Déplacementac résiduel maximum en fonction du déplacement maximum, Saguenay (Chicoutimi) B12 (Opensees vs Seismostruct)	108

FIG. I.1	Analyse Dynamique, Northridge B12	117
FIG. I.2	Analyse Dynamique, Northridge B18	118
FIG. I.3	Analyse Dynamique, Loma prieta B6	119
FIG. I.4	Analyse Dynamique, Loma prieta B12	120
FIG. I.5	Analyse Dynamique, Val-des bois B6	122
FIG. I.6	Analyse Dynamique, Val-des bois B12	123
FIG. II.1	Analyse Dynamique, B12, ESB1, F10.7-A315.3, ...	124
FIG. II.2	Analyse Dynamique, B18, ESB1, F10.7-A315.3, ...	125
FIG. II.3	Analyse Dynamique, B12, WSB1, F12.3-A68.8	127
FIG. III.1	Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (séismes artificiels ESB1) mur B6	133
FIG. III.2	Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (séismes artificiels ESB1) mur B12	134
FIG. IV.1	Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, Loma Prieta B6	135
FIG. IV.2	Dépl rési max en fonction du dépl max, Loma B6 (Opensees vs Seismo) . . .	137
FIG. IV.3	Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, loma Prieta B12	137
FIG. IV.4	Dépl rési max en fonction du dépl max, Loma B12 (Opensees vs Seismo) . . .	140
FIG. IV.5	Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, loma Prieta B18	141
FIG. IV.6	Dépl rési max en fonction du dépl max, Loma B18 (Opensees vs Seismo) . . .	145
FIG. IV.7	Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, Nahanni(Iverson) B6	145
FIG. IV.8	Dépl rési max en fonction du dépl max, Nah B6 (Opensees vs Seismo)	147
FIG. IV.9	Dépl rési max en fonction du dépl max, Nah B12 (Opensees vs Seismo)	150
FIG. IV.10	Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, Nahanni(Iverson) B18	151
FIG. IV.11	Dépl rési max en fonction du dépl max, Nah B6 (Opensees vs Seismo)	155
FIG. IV.12	Analyse Dynamique, El Centro B18 (Opensees vs Seismo)	155
FIG. IV.13	Dépl rési max en fonction du dépl max, El Centro B18 (Opensees vs Seismo) .	158
FIG. IV.14	Dépl rési max en fonction du dépl max, El Centro B12 (Opensees vs Seismo) .	161
FIG. IV.15	Déplacements résiduels, ESB1 F10.7-A315.3, B12 (Opensees vs Seismo)	162
FIG. IV.16	Analyse Dynamique, ESB1 F10.7-A315.3, B6 (Opensees vs Seismo)	165
FIG. IV.17	Déplacements résiduels, ESB1 F10.7-A315.3, B18 (Opensees vs Seismo)	166
FIG. IV.18	Dépl rési max en fonction du dépl max, ESB1 F10.7-A315.3, B18 (Opensees vs Seismo)	170
FIG. IV.19	Déplacements résiduels WSB1 F12.3-A68.8, B6 (Opensees vs Seismo)	170

FIG. IV.20	Dépl rési max en fonction du dépl max, WSB1 F12.3-A68.8, B6 (Opensees vs Seismo)	172
------------	--	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Coefficient M_v de modes supérieurs selon CNBC 2005.	6
Tableau 2.2	Coefficient M_v de modes supérieur selon CNBC 2010.	7
Tableau 3.1	Dimensions des colonnes et des poutres étudiées.	19
Tableau 3.2	Charges gravitaires transmises au mur de refend, bâtiment B6.	22
Tableau 3.3	Poids sismiques transmis au mur de refend, bâtiment B6.	23
Tableau 3.4	Valeurs du spectres de Montréal et Vancouver 2010.	24
Tableau 3.5	Valeurs du Spectres de Montréal et Vancouver 2005.	24
Tableau 3.6	Périodes de vibrations	26
Tableau 3.7	Périodes empiriques.	26
Tableau 3.8	Force latérale Bâtiment B6 Montréal, CNBC 2010.	28
Tableau 3.9	Force latérale Bâtiment B6 Vancouver, CNBC 2010.	28
Tableau 3.10	Cisaillement à la base obtenu avec les bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2010 site Montréal et Vancouver.	29
Tableau 3.11	Cisaillement à la base obtenu avec les bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2005 site Montréal et Vancouver.	30
Tableau 3.12	Efforts de conceptions sismiques obtenus avec les bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2010.	31
Tableau 3.13	Analyse spectrale des bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2005.	31
Tableau 3.14	Efforts de conceptions bâtiment B6, CNBC2010.	32
Tableau 3.15	Aciers de renforçemet mur de refend B6 batiment B6 Montréal.	37
Tableau 5.1	Séismes de Val-des-bois	48
Tableau 5.2	Séismes choisis pour l'Ouest.	52
Tableau 5.3	Périodes de vibrations de murs en (s)	54
Tableau 6.1	Déplacement maximum par étage bâtiment B6, d'Impérial Valley	57
Tableau 6.2	Déplacement maximum par étage bâtiment B12, d'Impérial Valley	60
Tableau 6.3	Déplacement maximum par étage bâtiment B18, Impérial Valley	62
Tableau 6.4	Déplacement maximum par étage B6, Saguenay site Chicoutimi	65
Tableau 6.5	Déplacement maximum par étage bâtiment B12, Saguenay site Chicoutimi	67
Tableau 6.6	Déplacement maximum par étage bâtiment B18, Saguenay site Chicoutimi	69
Tableau 6.7	Déplacement maximum au sommet obtenus avec les séismes historiques	72
Tableau 6.8	Déplacements inter-étages séismes historiques (Est), Opensees B12	73

Tableau 6.9	Déplacements inter-étages séismes historiques (Ouést), Opensees B6	74
Tableau 6.10	Séismes artificiels pour l'Est	75
Tableau 6.11	Séismes artificiels pour l'Ouest	75
Tableau 6.12	Déplacement maximum par étage bâtiment B6, ESB1, F10.7-A315.3	77
Tableau 6.13	Déplacement maximum par étages bâtiment B6,WSB1, F12.3-A68.8	80
Tableau 6.14	Déplacement maximum au sommet obtenu avec les séismes artificiels	81
Tableau 6.15	Déplacement maximum au sommet obtenu avec les séismes artificiels (suite)	82
Tableau 6.16	Déplacements inter-étages séismes artificiels Ouest, Opensees B18	83
Tableau 6.17	Déplacements maximums par étage du bâtiment B6 méthode simplifiée	85
Tableau 6.18	Déplacement maximum par étage bâtiment B12 (méthode simplifiée)	86
Tableau 6.19	Déplacement maximum par étage bâtiment B12 (méthode simplifiée)	88
Tableau 6.20	Déplacement maximum au sommet(analyse non linéaire)vs méthode des déplacements,Bâtiment B6.	91
Tableau 6.21	Déplacement maximum au sommet(analyse non linéaire)vs méthode simplifiée, B12.	93
Tableau 6.22	Déplacement maximum au sommet(analyse non linéaire)vs méthode simplifiée, B18.	95
Tableau 6.23	Applicabilité Méthode de la méthode simplifiée pour l'Est	97
Tableau 6.24	Applicabilité Méthode de la méthode simplifiée pour l'Ouest	97
Tableau 7.1	Déplacement résiduel maximum par étages B18 (Opensees vs Seismostruct), El centro	100
Tableau 7.2	Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), El centro, B18	101
Tableau 7.3	Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Seismostruct),El centro,B6	102
Tableau 7.4	Déplacement résiduel maximum par étages bâtiment B18, Saguenay (Chicoutimi)	105
Tableau 7.5	Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), Saguenay (Chicoutimi), B18	106
Tableau 7.6	Déplacement résiduel max versus Déplacement maximum (Seismostruct), Saguenay (Chicoutimi), B18	107
Tableau 7.7	Déplacement résiduel maximum par étage bâtiment B6, Saguenay (Chicoutimi)	109

Tableau 7.8	Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), Saguenay (Chicoutimi), B6	109
Tableau 7.9	Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), Saguenay (Chicoutimi), B6	110
Tableau I.1	Déplacement maximum par étage bâtiment B12, Northridge	118
Tableau I.2	Déplacement maximum par étage bâtiment B18, Northridge	119
Tableau I.3	Déplacement maximum par étage bâtiment B6, Loma Prieta	120
Tableau I.4	Déplacement maximum par étage bâtiment B12, Loma Prieta	121
Tableau I.5	Déplacement maximum par étage bâtiment B6, Saguenay (Malbaie)	121
Tableau I.6	Déplacement inter-étages bâtiment B6, Val-des bois	122
Tableau II.1	Déplacement maximum par étage bâtiment B12, ESB1, F10.7-A315.3	125
Tableau II.2	Déplacement maximum par étage bâtiment B18, ESB1, F10.7-A315.3	126
Tableau II.3	Déplacement maximum par étage bâtiment B12,WSB1, F12.3-A68.8	128
Tableau II.4	Déplacements inter-étages séismes artificiels Est, Opensees B6	129
Tableau II.5	Déplacements inter-étages séismes artificiels Est, Opensees B12	130
Tableau II.6	Déplacements inter-étages séismes artificiels Ouest, Opensees B6	131
Tableau II.7	Déplacements inter-étages séismes artificiels Ouest, Opensees B12	132
Tableau IV.1	Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Loma Prieta B6	135
Tableau IV.2	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Loma Prieta B6	136
Tableau IV.3	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), El centro, B6	136
Tableau IV.4	Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Loma Prieta, B12	138
Tableau IV.5	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Loma Prieta B12	139
Tableau IV.6	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Loma Prieta B12	140
Tableau IV.7	Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Loma Prieta, B18	142
Tableau IV.8	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Loma Prieta B18	143
Tableau IV.9	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Loma Prieta B18	144
Tableau IV.10	Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo),Nahanni B6	146
Tableau IV.11	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Nahanni B6	146
Tableau IV.12	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Nahanni B6	147
Tableau IV.13	Déplacement résiduel maximum par étages (Opensees vs Seismo),Nahanni B12	148
Tableau IV.14	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Nahanni B12	149
Tableau IV.15	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Nahanni B12	150
Tableau IV.16	Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo),Nahanni B18	152

Tableau IV.17	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Nahanni B18	153
Tableau IV.18	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Nahanni B18	154
Tableau IV.19	Déplacement résiduel maximum par étages B18, El centro	156
Tableau IV.20	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), El centro, B18	157
Tableau IV.21	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), El centro, B18	158
Tableau IV.22	Déplacement résiduel maximum par étages B12, El centro	159
Tableau IV.23	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), El centro, B12	160
Tableau IV.24	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), El centro, B12	161
Tableau IV.25	Déplacement résiduel maximum par étages, B12, ESB1 F10.7-A315.3	163
Tableau IV.26	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), B12, ESB1 F10.7-A315.3 . . .	164
Tableau IV.27	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), B12, ESB1 F10.7-A315.3 . . .	165
Tableau IV.28	Déplacement résiduel maximum par étages B18, ESB1 F10.7-A315.3	167
Tableau IV.29	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), B18, ESB1 F10.7-A315.3 . . .	168
Tableau IV.30	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), B18, ESB1 F10.7-A315.3 . . .	169
Tableau IV.31	Déplacement résiduel maximum par étages B6, WSB1 F12.3-A68.8	171
Tableau IV.32	Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), B6, WSB1 F12.3-A68.8	171
Tableau IV.33	Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), B6, WSB1 F12.3-A68.8 . .	172

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

A_s	Aire des sections d'armatures
b_w	Largeur du mur de refend
B_x	Rapport au niveau x qui détermine la sensibilité à la torsion
C	Matrice d'amortissement
d_b	Diamètre des barres d'armatures
D_{nx}, D_{ny}	Dimensions en plan du bâtiment dans les directions X et Y
E	Module de Young du béton
E_c	Module élastique du béton armé
E_s	Module élastique de l'acier
F_x	Force sismique à chaque étage
F_a	Coefficient d'accélération du site
f'_c	Résistance en compression du béton armé
f_{ct}	Résistance maximale en traction du béton
f'_{cu}	Résistance ultime en compression du béton
f_y	Limite élastique de l'acier d'armatures
h_n	Hauteur du bâtiment
h_r	Hauteur de la rotule plastique
h_w	Hauteur du mur de refends
I_E	Coefficient de risque sismique du bâtiment
l_u	Hauteur inter-étages
l_w	Longueur du mur de refend
M	Matrice de masse
M_f	Moment de renversement
M_{max}	Moment maximum à la base du mur
M_n	Résistance nominale en flexion
M_p	Résistance probable en flexion
M_r	Résistance pondérée en flexion
M_v	Facteur qui prend en compte les modes supérieurs
M_w	Échelle de magnitude
m_x	Masses à l'étage x

R_1, R_2	Facteur d'écroissage de l'acier
R_d	Coefficient de modification de la force lié à la ductilité
R_0	Coefficient de modification de la force liée à la ductilité
$S(T_a)$	Accélération spectrale de calcul pour la période du mode fondamental
$S_a(T)$	Accélération spectrale pour une période de retour de 2500 ans avec un amortissement de 5%
T_a	Période du mode fondamentale de vibration du bâtiment
T_{aemp}	Période de vibration empirique du bâtiment
V	Force sismique latérale minimale à la base de la structure
V_d	Force sismique latérale de calcul à la base de la structure
V_{des}	Cisaillement de conception du mur de refend
V_e	Force sismique latérale à la base de la structure
V_f	Cisaillement s'exerçant sur le mur de refend
W	Poids sismiques

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I	ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS RÉSIDUELS	117
ANNEXE II	ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS MAXIMUM PAR ÉTAGE SÉISMES ARTIFICIELS	124
ANNEXE III	PROFIL DE DÉPLACEMENT ANALYSE NON LINÉAIRE VERSUS MÉ- THODE SIMPLIFIÉE	133
ANNEXE IV	ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS RÉSIDUELS	135

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte

Les séismes sont l'un des phénomènes naturels les plus désastreux, pouvant ébranler l'économie d'un pays et causer la mort de milliers de personnes. Le séisme qui s'est produit en Haïti le 20 janvier 2010 en est une parfaite illustration. Ce séisme de magnitude 7.0 sur l'échelle de Richter a causé 230 000 morts, 300 000 blessés et 1.2 millions de sans-abris, tout en réduisant à néant l'économie du pays. Suite au séisme, l'organisation des premiers secours a été entravée par l'endommagement et la destruction de la plupart des infrastructures hospitalières, routières, et aéroportuaires, ce qui a contribué à augmenter le nombre de victimes. Cet événement souligne l'importance d'une bonne conception parasismique dans les zones à moyen et à haut risque sismique.

Dans plusieurs régions du monde, des recherches poussées sont menées continuellement pour produire des normes parasismiques très élaborées. Le Québec et le Canada ne font pas exception comme en témoigne le riche historique de l'évolution des normes et règlements sismiques, ainsi que le nombre important de chercheurs et de laboratoires dans le domaine. Une telle activité répond au fait que la conception parasismique dans ces régions doit tenir compte des particularités de l'aléa sismique, i.e. Est vs Ouest, et des règles de la pratique en vigueur.

1.2 Problématique

Les normes parasismiques actuelles préconisent des techniques de conception et de réhabilitation des bâtiments se basant essentiellement sur l'estimation des forces et les déplacements. Pour des raisons pratiques, ces techniques utilisent, la plupart du temps, des analyses linéaires élastiques. Les déplacements sismiques des bâtiments sont évalués *a posteriori* pour vérifier leur admissibilité. Une bonne estimation des déplacements sismiques est donc une étape importante d'une bonne conception parasismique. L'effet du comportement non-linéaire sur ces déplacements doit notamment être évalué. La méthode des éléments finis a longtemps constitué l'outil de choix pour effectuer des analyses dynamiques non-linéaires. Son application dans le cas des structures en béton armé requiert cependant une grande expertise couplée avec la disponibilité de capacités de calculs numériques importantes. La modélisation par éléments de fibre constitue alors une alternative intéressante, mais

qui demeure encore peu populaire chez les ingénieurs praticiens.

1.3 Objectifs

Ce projet de recherche a quatre objectifs principaux :

- Dimensionner six bâtiments contreventés par des murs de refend rectangulaires en béton armé situé à l’est et à l’ouest du Canada selon les exigences du CNBC 2010 ;
- Estimer les déplacements sismiques maximums et résiduels des murs de refend rectangulaires soumis à des séismes typiques de l’est et de l’ouest du Canada ;
- Évaluer la sensibilité des déplacements sismiques maximums et résiduels des murs de refend rectangulaires au type de modélisation numérique utilisée ;
- Estimer les déplacements maximums et résiduels obtenus numériquement avec ceux estimés en utilisant la méthode simplifiée.

1.4 Méthodologie

La méthodologie adoptée dans le cadre de ce projet consiste à :

- Dimensionner trois bâtiments de 6, 12 et 18 étages, contreventés par des murs de refend en béton armé, et situé à l’Est et à l’Ouest du Canada, selon le Code National de Bâtiment (CNB 2010) et la norme de béton (CSA A23.3-04).
- Modéliser les murs de refend des bâtiments conçus avec des éléments multi-fibres.
- Étudier les déplacements maximums des murs de refend sous l’effet des séismes historiques et artificiels typiques de l’est et de l’ouest du Canada.
- Comparer les résultats des déplacements maximums obtenus numériquement aux prédictions de méthodes simplifiées.
- Étudier les déplacements résiduels des murs de refend sous l’effet des séismes historiques et artificiels typiques de l’est et de l’ouest du Canada.

1.5 Plan du mémoire

Ce mémoire est organisé comme suit :

- Le premier chapitre présente l’introduction du contexte du projet de recherche, la problématique

abordée, les objectifs principaux, et la méthodologie adoptée.

- Le deuxième chapitre est une revue de littérature qui traite essentiellement : (i) de la conception parasismique selon les exigences du Code National du Bâtiment au Canada (CNBC 2010) et de la norme de béton CSA A23.3-04, (ii) des logiciels Seismostruct et Opensees utilisés dans le cadre de ce projet, et (iii) des méthodes simplifiées prédisant les déplacements.
- Le troisième chapitre présente la conception de six murs de refend situés à l'est et à l'ouest du Canada selon les exigences du CNBC 2005 et 2010.
- Le quatrième chapitre explique les différentes étapes de la modélisation des murs de refend en utilisant les logiciels Seismostruct et Opensees.
- Le cinquième chapitre traite de la sélection et de l'ajustement des séismes historiques et artificiels utilisés pour les analyses sismiques des murs de refend situés à l'est et l'ouest du Canada.
- Le sixième chapitre présente les déplacements maximums obtenus sous l'effet des séismes historiques et artificiels et les comparaisons avec les résultats des méthodes simplifiées.
- Le chapitre sept traite des déplacements résiduels obtenus sous l'effet des séismes historiques et artificiel et l'estimation de ces déplacements en fonction des déplacements maximums.
- Le dernier chapitre présente des conclusions et recommandations.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous aborderons des points essentiels à la compréhension de ce projet. Premièrement, nous rappellerons l'essentiel de la conception parasismique selon le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC 2010). La conception des structures en béton armé selon le CSA A23.3-04 y sera aussi exposée brièvement. Suivra une description des différentes techniques de discrétisation par élément fibres utilisées dans le cadre de ce projet. Une dernière partie abordera l'estimation simplifiée des profils de déplacement des murs de refend.

2.2 Conception parasismique selon le CNBC 2010

Les leçons tirées des séismes récents et l'état d'avancement de la recherche dans le domaine parasismique soulèvent toujours des questions relatives à la prise en compte de certains comportements des structures. Cette évolution se traduit par l'apparition régulière de nouvelles éditions des codes et normes parasismiques en vue d'améliorer continuellement la protection des vies et des biens. La 13^{ème} édition du Code National du Bâtiment du Canada est apparue en 2010 pour remplacer l'édition de 2005. Plusieurs modifications ont été notées en comparant le CNBC 2010 et celui de 2005, particulièrement dans le chapitre 4 qui aborde de la conception parasismique.

2.2.1 Objectifs et exigences du CNBC 2010

En comparaison avec l'édition de 2005, la nouvelle édition du CNBC renferme plusieurs modifications techniques tenant compte des nombreux progrès technologiques et des préoccupations relatives à la sécurité. L'objectif du CNBC 2010 en matière de conception parasismique est de protéger la vie et d'assurer la sécurité des occupants du bâtiment et du public lorsque le bâtiment est soumis à des secousses de fortes intensités. Les exigences générales du CNBC 2010 dans le domaine parasismique se résument au fait que les forces d'inerties induites par un séisme doivent être transférées au sol. Le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) doit alors être clairement défini pour chaque type de structure. Le SRFS doit être conçu de façon à résister à 100% des charges et des effets dus

aux séismes. Les éléments d'ossature qui ne font pas parti des SRFS doivent avoir un comportement élastique ou avoir une capacité non linéaire suffisante pour soutenir les charges gravitaires lorsqu'ils subissent des déformations produites par le séisme.

2.2.2 Méthode de calculs sismiques autorisés par le CNBC 2010

Le CNBC 2010 autorise deux types de calculs pour les forces latérales : la méthode statique équivalente et la méthode dynamique. Il suggère cependant d'effectuer une analyse dynamique par défaut.

2.2.2.1 Méthode statique équivalente

La méthode d'analyse statique équivalente peut être effectuée si la structure répond à l'une des conditions suivantes :

- La valeur de $I_E F_a S_a(0.2)$ est inférieure à 0,35.
- Il s'agit d'une structure régulière dont la hauteur est inférieure à 60 m et dont la période latérale du mode fondamental, T_a est inférieure à 2 s dans chacune des deux directions orthogonales définies à l'article 4.1.8.8 du code.
- La structure présente une irrégularité de type 1, 2, 3, 4, 5, 6 ou 8, conformément au tableau 4.1.8.6, dont la hauteur est inférieure à 20 m et dont la période latérale du mode fondamental, T_a est inférieure à 0,5 s dans chacune des deux directions orthogonales.

Pour les structures satisfaisant aux conditions élucidées précédemment, la force sismique minimale latérale est calculée par l'équation suivante :

$$V = S(T_a) M_v I_E \frac{W}{R_d R_0} \quad (2.1)$$

où $S(T_a)$ est l'accélération spectrale de calcul, M_v est le facteur qui tient en compte de l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base et qui est défini au paragraphe 4.1.8.11.5, I_E est le coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage décrit au paragraphe 4.1.8.5.1 du CNBC 2010, W est le poids sismique de la structure, les coefficients R_d et R_0 représentent respectivement le facteur de modification de force lié à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à disperser l'énergie dans la domaine non linéaire et le facteur de modification de force lié à la structure tenant compte de la résistance en réserve d'une structure dont la conception satisfait aux présentes dispositions.

Les valeurs de M_v fournies par le CNBC 2010 comparées à celles de 2005 ont été modifiées comme le montrent les tableaux 2.1 et 2.2.

La valeur de V ne doit pas être inférieure à la valeur de l'équation [2.2] pour les murs selon le CNBC 2010

$$V_{\min} = S(4.0) M_v I_E \frac{W}{R_d R_0} \quad (2.2)$$

et à l'équation [2.3] selon le CNBC 2005

$$V_{\min} = S(2.0) M_v I_E \frac{W}{R_d R_0} \quad (2.3)$$

Cette limite provient du fait qu'il existe une incertitude concernant les valeurs des accélérations spectrales pour les périodes longues.

Dans le cas d'un SRFS où la valeur de R_d est égale ou supérieure à 1,5, il n'est pas nécessaire que la valeur de V soit supérieure à l'équation [2.4].

$$V_{\max} = \frac{2}{3} S(2.0) M_v I_E \frac{W}{R_d R_0} \quad (2.4)$$

Tableau 2.1 Coefficient M_v de modes supérieurs selon CNBC 2005.

Emplacement	SRFS	M_v si	M_v si
du site		$T_a \leq 1.0s$	$T_a \geq 2.0s$
$S_a(0.2)/S_a(2.0) < 8.0$	Murs	1.0	1.2
(Ouest Canadien)			
$S_a(0.2)/S_a(2.0) \geq 8.0$	Murs	1.0	2.5
(Est Canadien)			

Tableau 2.2 Coefficient M_v de modes supérieur selon CNBC 2010.

Emplacement	SRFS	M_v si	M_v si	M_v si
du site		$T_a \leq 1.0s$	$T_a = 2.0s$	$T_a \geq 2.0s$
$Sa(0.2)/Sa(2.0) < 8.0$	Murs	1.0	1.2	1.6
(Ouest Canadien)				
$Sa(0.2)/Sa(2.0) \geq 8.0$	Murs	1.0	2.2	3.0
(Est canadien)				

Le CBNC 2010 exige une interpolation linéaire pour obtenir les valeurs de M_v pour les périodes comprises entre 1 s et 2 s sur le produit de $S(T_a) M_v$ comme l'exige aussi le CNBC 2005. Le CBNC 2010 exige une autre interpolation pour les périodes comprises entre 2 s et 4 s qui ne figure pas dans le CNBC 2005, car ce dernier considère que M_v est égale à $M_v(2.0s)$ pour toutes les périodes supérieures ou égales à 2 s.

La période du mode fondamental T_a dans la direction considérée est calculée par la méthode empirique à l'aide de l'équation [2.5] pour les bâtiments ayant pour SRFS des murs de refends en béton armé. D'autres méthodes de calcul des structures peuvent être utilisées pour déterminer la période fondamentale des bâtiments en fonction de la masse et de la rigidité du système, cependant pour les murs de refend, on doit avoir $T_a \leq 2T_a^{(\text{empirique})}$, où

$$T_a^{(\text{empirique})} = 0.05 (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (2.5)$$

où h_n correspond à la hauteur du bâtiment.

Le poids sismique, W du bâtiment doit être calculé selon la formule donnée par l'équation [2.6]

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (2.6)$$

La force sismique latérale totale V doit être distribuée en prenant compte de l'influence des modes supérieurs par la charge F_t appliquée au sommet du bâtiment. Cette charge est égale à $0,07 \times T_a \times V$, sans être supérieure à $0.25V$, et F_t peut être considéré comme nul si T_a n'est pas supérieur à $0,7s$. Le reste de la force, $V - F_t$ doit être répartie sur toute la hauteur du bâtiment, y compris le dernier niveau selon l'équation [2.7]. Cette distribution triangulaire reflète l'hypothèse selon laquelle la force sismique latérale totale V doit être distribuée en prenant compte de l'influence des modes supérieurs par la charge F_t appliquée au sommet du bâtiment. Cette charge est égale à $0.07T_a V$, sans être supérieure à $0.25V$, et F_t peut être considéré comme nul si T_a n'est pas supérieur à $0,7s$; le reste de la force, $V - F_t$ doit être répartie sur toute la hauteur du bâtiment, y compris le dernier niveau selon l'équation [2.7]. Cette distribution triangulaire reflète l'hypothèse selon laquelle le premier mode domine la réponse. le premier mode domine la réponse.

$$F_x = (V - F_t)W_x h_x / \sum_{i=1}^n W h_i \quad (2.7)$$

où W_x est le poids sismique calculé par étage h_i , h_n et h_x représente la hauteur des niveaux i , n ou x respectivement par rapport à la base de la structure.

La structure doit être calculée de façon à résister aux effets de renversement causés par les forces sismiques déterminées. Le moment de renversement au niveau x , M_x doit être calculé à l'aide des équations [2.8] et [2.9] :

$$J_x = 1.0 \text{ si } h_x \geq 0.6h_n \quad (2.8)$$

$$J_x = J + (1 - J)(h_x/0.6h_n \text{ si } h_x < 0.6h_n) \quad (2.9)$$

où J représente le coefficient de réduction du moment de renversement à la base conformément au tableau 4.1.8.11. Lors du calcul de la structure, il faut tenir compte des effets de torsion combinés aux effets des forces causés par des moments de torsion engendrés par une excentricité entre les centres de gravité, la résistance et l'amplification dynamique ; ou des moments de torsion causés par des excentricités accidentelles. Pour établir la sensibilité aux torsions, il faut calculer le rapport de B_x pour chaque niveau x à l'aide de la formule suivante, et ce, de façon indépendante pour chaque

direction orthogonale par l'équation [2.10] :

$$B_x = \frac{\delta_{max}}{\delta_{min}} \quad (2.10)$$

où δ_{max} est le déplacement maximum de l'étage aux extrémités de la structure, au niveau x dans la direction du séisme, produit par les forces statiques équivalentes agissant à une distance de $\pm 0,10D_{f_{nx}}$ du centre de gravité de chaque plancher ; δ_{min} est le déplacement moyen aux extrémités de la structure, au niveau x , produit par les forces susmentionnées ; et B représente la valeur maximale de B_x dans les deux directions orthogonales, sauf qu'il n'est pas nécessaire de tenir compte de la valeur de B_x pour les constructions hors toit d'un étage dont le poids est inférieur à 10% du poids du niveau du dessous. Les effets de torsion sont pris en compte comme suit :

$$T_x = F_x(e_x + 0.1D_{nx}) \quad (2.11)$$

$$T_x = F_x(e_x - 0.1D_{nx}) \quad (2.12)$$

où F_x est la force latérale à chaque niveau décrite précédemment par l'équation [2.7]. D_{nx} est la dimension en plan du bâtiment au niveau x perpendiculaire à la direction de la charge sismique considérée, e_x représente la distance mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique entre le centre de gravité et le centre de rigidité au niveau considéré.

Pour un bâtiment où $B > 1.7$, le CNBC 2010 exige la méthode d'analyse dynamique décrite à l'article 4.1.8.12.

2.2.2.2 Méthode dynamique

Le CNBC 2010 suggère de faire une analyse dynamique par défaut. La méthode d'analyse dynamique utilisée doit être soit une analyse dynamique linéaire selon la méthode modale du spectre de réponse ou la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, utilisant un modèle de structure qui satisfait aux exigences du code ; soit une analyse dynamique non linéaire. Cependant l'analyse linéaire selon la méthode spectrale est privilégiée. Les valeurs de l'accélération spectrale utilisées lors de l'analyse modale du spectre de réponse sont les valeurs de l'accélération spectrale de réponse de calcul, $S(T)$, décrites au paragraphe 4.1.8.4.6 du code. Les valeurs temporelles des mouvements du

sol utilisées lors de l'analyse temporelle linéaire par intégration numérique doivent être compatibles avec un spectre de réponse obtenu à partir des valeurs de l'accélération spectrale de réponse de calcul, $S(T)$. Afin d'obtenir la valeur du cisaillement à la base, V_d il faut multiplier le cisaillement élastique à la base, V_e , calculé à l'aide de l'analyse dynamique linéaire, par le coefficient de risque, I_E , puis diviser le résultat par $R_d R_o$. Si le cisaillement à la base, V_d obtenu est inférieur à $80 V$, on considère que V_d est égal à $0,8V$ sauf pour les structures de forme irrégulière qui nécessitent une analyse dynamique conformément aux exigences du code. Dans le cas des structures irrégulières V_d est pris égal à V s'il est inférieur à 100% de V . Les effets des moments de torsion accidentels qui se produisent en même temps que les forces sismiques latérales qui en sont la cause doivent être prises en compte à l'aide de l'une des deux méthodes suivantes : la première est basée sur une approche statique et la seconde obtenue à l'aide de l'analyse dynamique. Si la valeur de B , est inférieure à 1.7 , il est permis d'utiliser une analyse dynamique tridimensionnelle où les centres de gravité sont décalés d'une distance de $-0,05D_{nx}$ et $+0,05D_{nx}$. Les plus grandes déformations entre étages à n'importe quel niveau, basées sur les déformations latérales, doivent être limitées à $0,01h_s$ pour les bâtiments de protection civile, à $0,02h_s$ pour les écoles et à $0,025h_s$ pour tous les autres bâtiments, où h_s est la hauteur entre étages successifs

2.2.3 Conception parasismique des structures en béton armé selon le CSA A23.3-04

La conception parasismique des structures en béton armé selon le code de béton, est basée sur le concept de dimensionnement par capacité comme l'exige le CNBC 2010 et conformément à la clause 21 du CSA A23.3-04. Pour un mur de refend ductile avec R_d vaut 3.5 qui fait parti du SRFS sans irrégularité de type 1, 2, 3, 4, 5 ou 6, le dimensionnement est basée sur l'hypothèse selon laquelle une rotule plastique va se former à la base du mur. Le reste du mur au-dessus de la rotule plastique doit être dimensionné de façon à rester dans le domaine élastique. Ainsi le mur doit avoir une ductilité suffisante et une rigidité suffisante pour permettre des déplacements dans le domaine non-linéaire. Pour les murs de refends ductiles, la hauteur de la zone de rotule plastique doit être au moins égale à 1.5 fois la longueur du mur le plus long du SRFS. Les différentes étapes du dimensionnement des structures en béton armé seront décrites dans le troisième chapitre.

2.3 Logiciels d'éléments finis utilisés pour ce projet

2.3.1 Seismostruct

Seismostruct est un logiciel d'éléments finis qui permet de faire des analyses sous sollicitations statiques et dynamiques de structures, en tenant compte à la fois de la non-linéarité géométrique et de la non-linéarité due aux matériaux. Plusieurs types de matériaux peuvent être définis : béton, acier, matériaux composites, alliages super-élastiques. Seismostruct permet de faire des analyses 3D avec une grande variété de section de bétons, d'aciers et de sections composites prédéfinies. Avec une interface visuelle, aucun fichier d'entrée, de scripts de programmation ne sont nécessaires contrairement à d'autres logiciels comme Opensees ou Ruaumoko. Seismostruct s'intègre complètement avec l'environnement de Windows. Les données d'entrées peuvent être créés dans un tableur comme Microsoft Excel, et être collées sur les tableaux d'entrées de Seismostruct, pour faciliter le prétraitement. À l'inverse, toutes les informations visibles dans l'interface graphique de Seismostruct peuvent être copiées à des applications externes (par exemple à des programmes de traitement de texte, comme Microsoft Word), y compris les données d'entrée et de sortie. Sept types d'analyses peuvent être effectuées sur Seismostruct parmi lesquelles l'analyse modale et l'analyse dynamique dans le domaine du temps. Seismostruct possède la capacité de diviser de manière efficace l'incrément de chargement, à chaque fois que se posent les problèmes de convergence. Les fissurations, ainsi que la plastification de la structure peuvent être observées à partir des courbes d'hystérésis. Pour les analyses non-linéaires il est possible de discrétiser la section en élément multifibre permettant d'avoir une réponse plus précise tout au long de l'élément. Contrairement à Opensees, Seismostruct n'est pas un logiciel gratuit " open-source ", cependant une licence académique peut être obtenue gratuitement par le biais de Seismosoft " earthquake engineering software solutions " sur le site [http :www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)

2.3.2 Opensees

Opensees est un logiciel d'élément finis gratuit qui permet de faire différentes sortes d'analyses par éléments finis pour les applications en génie parasismique, créé par le Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). Afin de se démarquer des méthodes traditionnelles utilisées dans les logiciels d'analyses des structures, le PEER a entrepris une nouvelle approche par l'élaboration d'un logiciel gratuit " open-source ", orienté dans l'analyse des cadres. Opensees permet de faire la modélisation,

ainsi que l'analyse complète des structures. Il offre une gamme importante de types de matériaux, d'éléments, et d'algorithme. Opensees ne dispose pas d'interface visuelle à la différence de Seismostruct. Les données sont écrites dans le script Tcl qui est le langage de programmation utilisé. Opensees permet d'effectuer une analyse temporelle sous charges dynamique et statique pour décrire le comportement des matériaux non-linéaires comme Seismostruct. La section de l'élément peut être définie comme élastique, uni-axiale, multifibres, il peut aussi être défini comme une membrane élastique. Les commandes " patch " et " layer " qui permettent respectivement de discrétiser la section en petite surface et d'ajouter des barres de renforcement sont nécessaires pour la discrétisation de la section en élément multifibre. Il permet aussi de modéliser les structures avec des éléments de liens non linéaires, c'est-à-dire un modèle où l'inélasticité est représentée qu'aux extrémités : modèle concentré ou modèle barre. L'un des objectifs majeurs du logiciel Opensees est de fournir une programmation conviviale pour les chercheurs et les ingénieurs afin qu'ils puissent traiter les problèmes complexes dans un délai adéquat. Le code source est disponible sur le site d'Opensees : www.opensees.berkeley.edu

2.4 Modèle d'élément finis pour l'analyse non linéaire d'ossature en béton armé

L'inélasticité distribuée particulièrement, les éléments fibres sont de plus en plus utilisés par les chercheurs et les ingénieurs. Ce type de modélisation consiste à discrétiser la section en plusieurs petites sections élémentaires appelées fibres. Contrairement au modèle concentré ou modèle Bar qui représente le comportement flexionnel de la structure par des éléments poteau-poutre avec l'inélasticité concentrée à chaque extrémité, ce qui simplifie considérablement les calculs numériques. Cependant, le fait de limiter la plasticité qu'aux extrémités est très approximatif, mais il est conceptuellement simple et produit une matrice de rigidité concise ce qui simplifie le calcul. Le modèle distribué est plus avantageux pour l'analyse d'ossature en béton armé car il permet une bonne répartition du comportement non linéaire sur toute la structure d'où une très bonne estimation de la déformation sans la nécessité d'étalonner.

2.4.1 Le modèle Bar

Le modèle Bar consiste à considérer le comportement flexionnel de la structure par des éléments poteau-poutre ayant un comportement élastique sauf aux extrémités où des rotules plastiques sont considérées. L'inélasticité aux extrémités est représentée par deux ressorts pré-calibrés selon la loi

de comportement. L'hypothèse générale de ce modèle est que sous excitation sismique les ossatures en béton armé présentent des zones de rotules plastiques concentrées aux extrémités des poutres et des colonnes. Depuis l'apparition du premier modèle, plusieurs autres modèles ont été développés prenant en compte plusieurs paramètres comme l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion bi-axiale dans le béton armé Lai et al (1984). Bien que le modèle Bar soit simple d'utilisation avec un temps de calcul moins coûteux, les modèles proposés jusqu'à aujourd'hui montrent plusieurs limites pour une bonne estimation du comportement contrainte-déformation des sections en béton armé. Les principales limites du modèle Bar sont : l'incapacité de prendre en compte l'extension progressive de la plasticité dans la structure en fonction de l'historique du chargement. En outre le modèle Bar ne prend pas en compte l'écroutissement du béton étant donné que l'inélasticité est limitée qu'aux extrémités.

2.4.2 Le modèle Mur ou distribué

Le modèle distribué ou modèle Mur, ne limite pas le comportement non linéaire dans les zones de rotules plastiques. L'inélasticité est définie sur tout au long de la section transversale, et segmentée en un nombre spécifique de petites sections élémentaires. Le comportement inélastique de la structure est ensuite obtenu par la somme des intégrations de chaque section élémentaire. Ainsi, l'endroit où l'inélasticité peut se produire n'est pas prédéfini, et est donc plus représentatif de la réalité. Cependant, ce type de modélisation demande un temps de calcul plus important et requiert une capacité significative de mémoire. La réponse du comportement transversal est obtenue en raffinant les mailles de discrétisation en domaines relativement petits qui suivent un modèle de comportement élastique uni-axiale. Cette approche est souvent désignée comme le modèle fibre, et il ne nécessite aucune calibration. Ceci est un avantage indéniable par rapport aux modèles Bar car il réduit le nombre d'hypothèses semi-empiriques à prendre lors de la conception. Néanmoins, l'utilisation d'un comportement élastique uni-axiale contrainte-déformation nécessite certains paramètres qui ne sont pas entièrement prédéterminés.

La modélisation par fibre constitue la formule la plus avancée et utilisée dans les modèles de non-linéarité distribués. Le concept derrière le modèle fibre est assez simple : La section est subdivisée en plusieurs fibres pas nécessairement de même surface et les contraintes sont intégrées sur la section transversale pour obtenir la résultante des contraintes tels que la force ou le moment. Le modèle fibre

est basée sur l'hypothèse de (Hooke, 1678 ; Bernoulli, 1705 ; Navier, 1826) selon laquelle "les sections planes restent planes même après déformation" qui est la base de la théorie des poutres dans l'analyse transversale des sections en béton. Bien que les relations constitutives sont généralement définies comme uni-axiale, les états de contraintes multiaxiales tels que ceux dus aux effets de confinement peuvent être inclus, en augmentant la résistance du béton et en modifiant la réponse " post-peak " du béton. La fissuration du béton est généralement prise en compte. Cependant, la fissuration est considérée comme normale à l'axe de la membrure en raison de l'hypothèse de la section plane. Le voilement local des composants d'acier et de contraintes initiales résultant de charges ou des effets thermiques peuvent être inclus. Il existe deux types de formulations d'éléments finis souvent utilisées pour modéliser des éléments distribués plus particulièrement les éléments fibres : un modèle basé sur la rigidité de la structure (basée sur la formulation des déplacements) et un modèle utilisant la flexibilité (basée sur la formulation de la force).

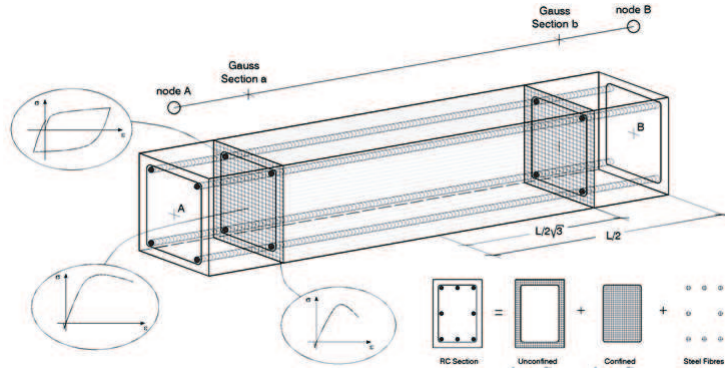


FIG. 2.1 Modélisation par élément fibre (Seismostruct 2011)

La formulation basée sur le déplacement ou (DB) applique un champ de déplacement en utilisant des fonctions de forme de déplacement, par exemple une courbure variant linéairement tout au long de l'élément en respectant la compatibilité par le choix des déplacements aux nœuds. Ainsi l'application du principe des déplacements virtuels permet d'obtenir les forces. La formulation basée sur la force (FB) applique un champ de force en imposant une variation linéaire du moment. L'application du principe des forces virtuelles permet d'obtenir les déplacements. Dans le domaine linéaire élastique, les deux formulations donnent des résultats identiques, à condition que seules les forces nodales agissent sur l'élément. Par contre, en cas d'inélasticité du matériau, la formulation utilisant le déplacement ne reproduit pas la forme réelle de la déformée puisque le champ de courbure peut souvent être fortement non linéaires.

2.5 Évaluation du déplacement résiduel des structures

L'estimation des déplacements résiduels est très importante afin d'estimer la vulnérabilité des structures à la fin des séismes et pour assurer la sécurité des occupants lors des répliques sismiques. Des études ont fait l'objet de publications portant sur l'estimation du déplacement résiduel maximum des séismes. La première publication a été faite par Newmark et Riddell (1970), Cristopoulos et al. (2003). Après plusieurs publications ont suivies : Yazgan and Dazio (2011), Won et Sarah (2010) ect... La majeure partie de ces études a conclu que l'estimation des déplacements résiduels dépend de plusieurs paramètres comme le modèle de discrétisation, du séisme, le type de sol etc...Même si ces études donnent beaucoup d'informations les modèles d'hystérésis utilisés afin de prédire les déplacements résiduels sont incapables de faire une bonne prédiction de la réponse. Ces études ont été faites sur des piles de ponts. Pour l'estimation des déplacements résiduels des murs de refends il existe peu d'articles qui traitent de ce sujet. La figure ci-dessous nous montre l'effet des déplacements résiduels sur des bâtiments. Ces effets peuvent rendre les structures inutilisables après le séisme comme s'était le cas après le séisme de Loma Prieta en 1989.

2.6 La méthode basée sur l'évaluation directe du déplacement

La méthodes de conception basées sur la performance sismiques ont émergées depuis quelques années comme méthodes alternatives à celles plus conventionnelles préconisées par les normes sismiques. L'optique derrière de telles méthodes est de relier plusieurs niveaux d'aléas sismiques à de performances structurales. L'étude des méthodes simplifiées n'étant pas le but de ce projet nous nous contenterons d'étudier seulement l'évaluation des déplacements maximums selon la méthode basée sur l'évaluation directe du déplacement. Elle se caractérise par l'utilisation d'un profil de déplacement cible prédéfinie. Ainsi le déplacement latéral Δ_i a chaque étage i est définie comme étant la somme du déplacement élastique $\Delta_{i,e}$ et du déplacement inélastique $\Delta_{i,p}$.

$$\Delta_i = \Delta_{i,e} + \Delta_{i,p} \quad (2.13)$$

Le déplacement élastique du mur au sommet et la rotation élastique au sommet valent :

$$\Delta_{n,e} = 11/40 \phi_y h_w \quad (2.14)$$

$$\theta_{n,e} = \frac{3}{8}\phi_y h_w \quad (2.15)$$

Le déplacement plastique latéral vaut :

$$\Delta_{i,p} = \theta_p \left(h_i - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.16)$$

où θ_p est la rotation plastique, l_p la longueur de la rotule plastique. θ_p est égale à la limite inélastique en rotation prescrit dans le code. Le déplacement latéral par étage peut être estimé par (Bouaanani 2006)

$$\Delta_i = \frac{\phi_y h_i^2}{40 h_w^3} (h_i^3 - 10 h_i h_w^2 + 20 h_w^3) + \left(\theta_n - \frac{3}{8} \phi_y h_w \right) \left(h_i - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.17)$$

où ϕ_y est la courbure plastique du mur, h_w est la hauteur du mur, h_i est le hauteur d'étage et θ_n est la rotation. Le déplacement maximum au sommet peut s'exprimer par l'équation suivante

$$\Delta_n = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 + \left(\theta_n - \frac{3}{8} \phi_y h_w \right) \left(h_w - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.18)$$

2.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de prendre connaissance des exigences du CBNC 2010 concernant le dimensionnement parasismique des murs de refends. Il nous a aussi permis de discuter de la modélisation par élément fibre et d'aborder la problématique sur l'estimation des déplacements résiduels des séismes.

CHAPITRE 3

DIMENSIONNEMENT SELON LE CNBC 2005 ET LE CNBC 2010

L'objectif principal de ce chapitre est de déterminer la résistance des murs de cisaillement ductile en béton, utilisé comme Système de Résistance aux Forces Sismiques (SRFS) dans la direction d'application de la force pour trois immeubles qui se situent à Montréal et à Vancouver, conçus selon la norme CSA A23.3-10. Nous allons commencer par décrire les différents modèles de bâtiments étudiés ayant comme SRFS des murs de refend, puis faire leur dimensionnement selon le CNBC 2010 en comparaison avec le CNBC 2005. Pour ce faire, nous avons effectué le calcul des charges sismiques et gravitaires puis appliqué la méthode de calcul statique équivalente et dynamique selon les exigences énoncées précédemment, avant de procéder au dimensionnement en conformité avec le code de béton. Il est important de noter que le dimensionnement des aciers de renforcement selon le CNBC 2005 pour tous les modèles de bâtiments est tiré de Alexievia (2007) pour des raisons qui seront expliquées dans ce qui suit.

3.1 Descriptions des bâtiments étudiés

Les bâtiments étudiés ont déjà fait l'objet d'une étude de Krasimira 2007. Les trois bâtiments étudiés dans ce projet sont des offices de bureaux, et sont des cadres en béton armé avec la même superficie par étage et des murs de refend ductiles comme (SRFS) comme le montre la figure [3.1.a)]. Les trois bâtiments ont des longueurs différentes de 21 m, 42 m et 63 m correspondant respectivement aux bâtiments B6 (6 étages), B12 (12 étages) et B18 (18 étages) voir figure [3.1.b)]. Les fondations ne sont pas prises en compte dans cette étude. Nous avons supposé que le Système de Reprise des Forces Sismiques à une fondation adéquate pour transmettre les forces induites par le séisme au sol. Le plan d'étage typique des trois bâtiments se compose de deux baies de 9 m de bureau et d'une baie centrale de 6 m dans le sens longitudinal NS servant de corridor. La résistance aux forces latérales dans cette direction est assurée par quatre ossatures en béton situé après chaque baie. Dans la direction transversale la résistance aux forces latérales est assurée par huit cadres en béton armé et deux murs de refend en béton armé. La superficie du plancher pour chaque étage est égale à $24.5 \times 42.5 = 1041.25 \text{ m}^2$. Les structures sont symétriques dans la direction longitudinale et transversale. La résistance en compression du béton est de f_c 30 MPa et la limite élastique du béton f_y vaut 400 MPa. Les trois bâtiments sont localisés à Montréal, Québec et à Vancouver, British

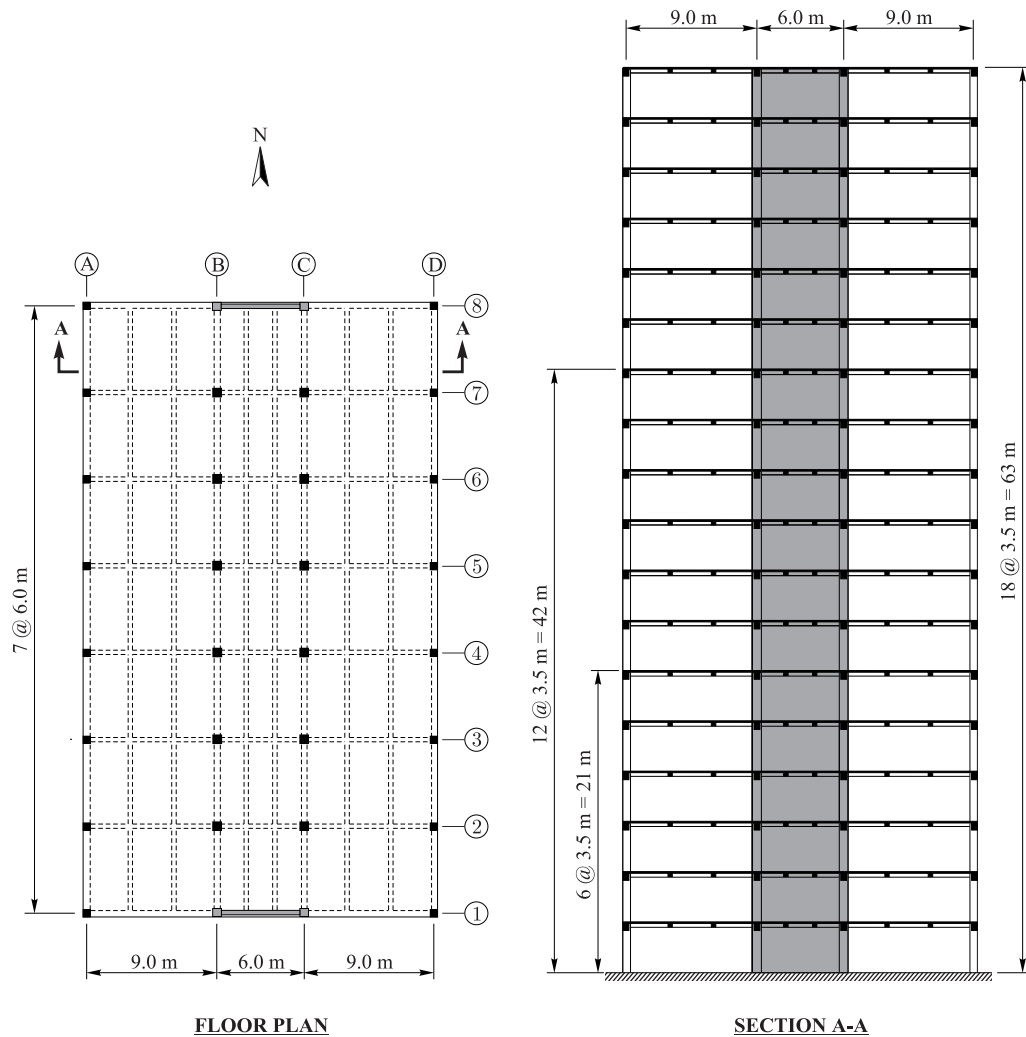


FIG. 3.1 Bâtiments étudiés : a) Plan d'étage b) Élévation

Columbia pour tenir compte respectivement des aléas sismiques de l'est et de l'ouest du Canada. La dalle de plancher a une épaisseur de 110 mm dans le sens transversal, et est soutenue par des poutres dans le sens longitudinal. Les poutres principales font partie du système de résistance au moment s'étendant le long de la grille A, B, C et D dans le sens longitudinal. Toutes les autres poutres dans les deux directions sont désignées comme des poutres secondaires. Les dimensions des poutres primaires et secondaires, ainsi que des colonnes extérieures et intérieures pour chacun des trois bâtiments sont répertoriées dans le tableau 3.1 Les effets du vent ne sont pas inclus dans la présente étude. Comme l'exige le CNBC 2005 et 2010 et les trois bâtiments sont dimensionnés selon les combinaisons de charges suivantes : les charges principales $1,0 D + 1,0 E$, et les charges principales et d'accompagnement.

Tableau 3.1 Dimensions des colonnes et des poutres étudiées.

Bâtiment	Niveau	Colonnes		Poutres	
		Extérieur (mm)	Intérieur (mm)	Primaire (mm)	Secondaire (mm)
B6	1–6	500×500	550×550	400×550	300×350
B12	7–12	500×500	550×550	400×550	300×350
	1–6	500×500	600×600	400×600	300×350
B18	13–18	500×500	550×550	400×550	300×350
	11–12	500×500	600×600	400×550	300×350
	1–10	500×500	600×600	400×600	300×350

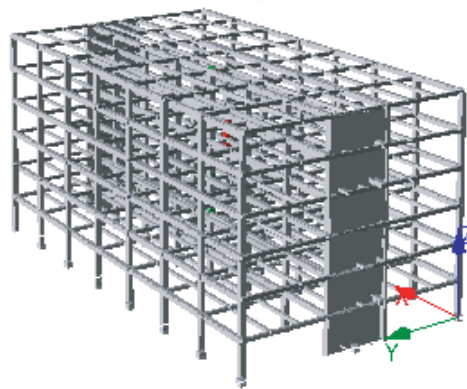


FIG. 3.2 Bâtiment B6 avec les colonnes et les poutres

3.2 Charges gravitaires

Les charges mortes et vives qui agissent sur les trois bâtiments sont déterminés selon le CNBC 2010. Selon le CNBC 2010 de même que celui de 2005, pour les bâtiments servant de bureaux une charge de 4.8 kN/m^2 doit être appliquée au premier étage et au sous-sol. Pour les étages au-dessus du premier étage, la charge à appliquer est de 2.4 kN/m^2 sauf pour le corridor de 6m où une charge de 4.8 kN/m^2 est appliquée pour tous les étages. Des charges additionnelles de 0.5 kPa étant les charges des équipements et de matériaux stockés sont rajoutées sur le plancher de tous les niveaux. Une charge morte de 1 kN/m^2 est aussi rajoutée à la dalle du toit pour tenir compte de l'isolation ou d'autres spécificités architecturales. Les charges dues à la neige au toit et d'accumulation de pluie sont déterminées grâce à l'article 4.1.6.2 du CNBC 2010 et de 2005 par l'équation [3.1]

$$S = I_s [S_s(C_b C_w C_s C_a) + S_r] \quad (3.1)$$

- I_s est le coefficient de risque due à la neige
- S_s est la charge de neige au sol susceptible d'être dépassée ou égalée une fois par 50 ans déterminée conformément à la sous-section 1.1.3 du code
- C_b est le coefficient de charge de neige sur le toit
- C_w est le coefficient d'expositions au vent
- C_s est le coefficient de pente
- C_a le coefficient de forme
- S_r est la charge correspondante due à la pluie susceptible d'être égalée ou dépassée une fois par 50 ans. S_r doit être inférieur à $S_s(C_b C_w C_s C_a)$

Pour les structures étudiées les coefficients suivants sont pris conformément au code national du bâtiment.

$$I_s = 1; \quad C_b = 0.8; \quad C_w = 1; \quad C_s = 1; \quad C_a = 1$$

Selon le tableau C-2 de l'annexe C, selon la localisation des bâtiments S_s et S_r valent :

$$\text{Montréal} : S_s = 2.6 \text{ kPa} ; S_r = 0.4 \text{ kPa}$$

$$\text{Vancouver} : S_s = 1.8 \text{ kPa} ; S_r = 0.2 \text{ kPa}$$

Ainsi, les charges de neige pour ces deux sites sont égales à :

$$\text{Montréal} : S = 1 \times [2.6 \times (0.8 \times 1 \times 1 \times 1) + 0.4] = 2.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Vancouver} : S = 1 \times [1.8 \times (0.8 \times 1 \times 1 \times 1) + 0.2] = 1.64 \text{ kN/m}^2$$

Les charges gravitaires transmises à chaque mur sont calculées en considérant les combinaisons de charges suivantes : une combinaison de 100% de charge permanente + 50% de charge vive pour tous les niveaux et une combinaison de 100% de charge morte et + 25% de charge de neige au toit. Selon l'article 1.1.5.9 du code les charges de neige sont réduites par le coefficient de réduction des charges selon l'aire tributaire. Dans ce cas le coefficient de réduction vaut $0.3 + \sqrt{\frac{9.8}{A}}$ car l'aire tributaire est supérieure à 20 m^2 .

Ainsi les forces gravitaires calculées pour chaque bâtiment selon le site sont appliquées au centre de masse des bâtiments étudiés. Les charges gravitaires obtenues entre le CNBC 2010 et celui de 2005 sont identiques.

Tableau 3.2 Charges gravitaires transmises au mur de refend, bâtiment B6.

Niv	Montréal			Vancouver	
	Charge	Charge	Charge	Charge	Charge
	morte	vive	cumulée	vive	cumulée
	P_{DL}	P_{LL}	$P_{DL} + 0.5P_{LL}$	P_{LL}	$P_{DL} + 0.5P_{LL}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	423	123	453	81	443
5	391	148	919	148	909
4	391	148	1384	148	1374
3	391	148	1849	148	1839
2	391	148	2314	148	2304
1	391	148	2779	148	2769

3.3 Poids sismiques

Pour cette étude nous avons supposé que le SFRS est seulement constitué des murs de refend dans la direction d'application de la force sismique. Les colonnes et les poutres sont supposées résister seulement aux forces gravitaires. Les charges sismiques induites par la composante horizontale et verticale du séisme appliquée dans la direction N-S, sont supportées que par les deux murs de refend. La moitié de cette charge est affectée à chaque mur. Pour le calcul du poids sismique nous obtenons les mêmes résultats pour le CNBC 2010 et 2005 étant donné que aucun changement n'a été apporté sur le nouveau code concernant cette partie.

Tableau 3.3 Poids sismiques transmis au mur de refend, bâtiment B6.

Niv	Montréal			Vancouver	
	Charge	Charge	Charge	Charge	charge
	morte	vive	cumulée	vive	cumulée
	P_{DL}	P_{SL}	$P_{DL} + 0.25P_{SL}$	P_{SL}	$P_{DL} + 0.25P_{SL}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6	6671	2582	7313	1708	7098
5	6151	—	13856	—	13637
4	6151	—	20395	—	20176
3	6151	—	26934	—	26715
2	6151	—	33473	—	33255
1	6151	—	40012	—	39794

3.4 Accélération spectrale de calcul

L'accélération maximale au sol et les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5% des conditions de référence du sol $S_a(T)$ pour des périodes T de 0.2, 0.5, 1, 2 secondes est basée sur une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et une période de retour de 2500 ans doit être déterminée conformément à la sous-section 2.1.3. Le coefficient d'accélération F_a , et le coefficient de vitesse F_v doivent être déterminés selon l'emplacement du site selon le Tableau 4.1.8.4.B et 4.1.8.4.C du code. Une interpolation est exigée pour les valeurs de $S_a(0.2)$ et $S_a(1.0)$. La valeur $S_a(T)$ est obtenue à l'aide d'une interpolation linéaire des valeurs intermédiaire de T qui est la période fondamentale de notre bâtiment.

$$\begin{aligned}
S(T) &= F_a S_a(0, 2) \text{ si } T \leq 0, 2s \\
&= F_v S_a(0, 5) \text{ ou } F_a S_a(0, 2), \text{ soit la plus petite valeur si } T = 0,5 \text{ s} \\
&= F_v S_a(1, 0) \text{ si } T = 1,0 \text{ s} \\
&= F_v S_a(2, 0) \text{ si } T = 2,0 \text{ s} \\
&= F_v S_a(2, 0)/2 \text{ si } T \geq 4,0s
\end{aligned}$$

Comme nous l'avons indiqué précédemment les localisations des bâtiments pour cette étude sont Montréal et Vancouver. Les valeurs de l'accélération spectrale de la ville de Montréal ont subi des

modifications dans le CNBC 2010 comparé à celui de 2005 voir tableaux 3.8 et 3.9. Les figures [3.3] et [3.4] montrent une comparaison des valeurs de $S(T)$ entre le code 2005 et celui de 2010 pour les deux sites. Pour l'édition 2010 du code les valeurs de risque sismique ont été mises en jour. Le code de 2005, donne une bonne approximation dans les zones à risque élevé, l'approximation de courte période fournie était plutôt prudente pour les zones à risque faible, mais non celle de longue période. Dans le CNBC 2010, les valeurs de l'accélération maximale au sol et les valeurs spectrales pour les périodes courtes ont diminué, alors que les valeurs pour les périodes longues ont augmenté dans les zones de l'est, du centre, et de nord-est (Voir CNBC 2010).

Tableau 3.4 Valeurs du spectres de Montréal et Vancouver 2010.

	Sa(0.2)	Sa(0.5)	Sa(1.0)	Sa(2.0)
Localisation	(g)	(g)	(g)	(g)
Montréal	0.640	0.310	0.140	0.048
Vancouver	0.940	0.640	0.330	0.170

Tableau 3.5 Valeurs du Spectres de Montréal et Vancouver 2005.

	Sa(0.2)	Sa(0.5)	Sa(1.0)	Sa(2.0)
Localisation	(g)	(g)	(g)	(g)
Montréal	0.690	0.340	0.140	0.048
Vancouver	0.940	0.640	0.330	0.170

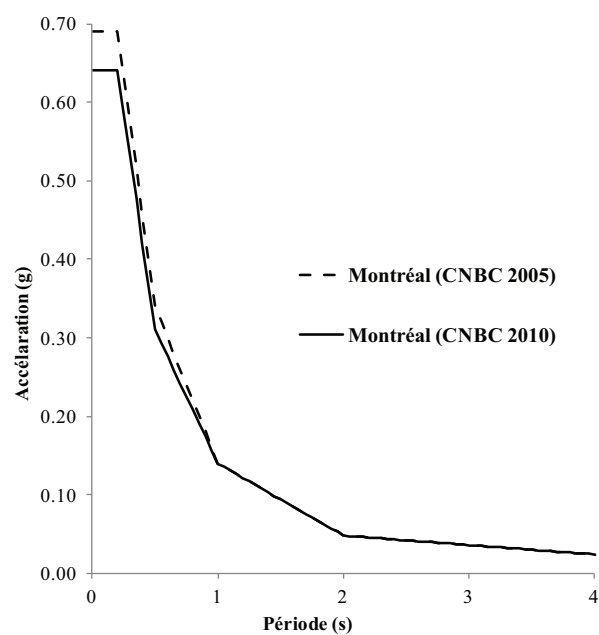


FIG. 3.3 Spectres de dimensionnement de Montréal 2005 vs 2010

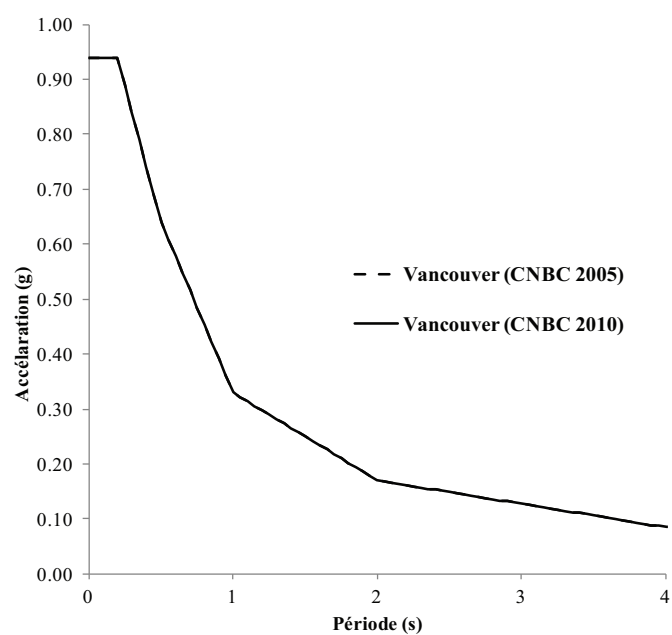


FIG. 3.4 Spectres de dimensionnement de Vancouver 2005 vs 2010

3.5 Calcul de la force sismique latérale

L'analyse modale des trois bâtiments a été faite avec les logiciels d'éléments finis ETABS et Seismostruct, les modes fondamentales obtenues entre ces deux logiciels sont très proches comme l'indique le tableau 2.9. La période mécanique des trois bâtiments étant supérieure à 2 fois la période empirique $T_{aempirique}$ calculée avec l'équation [2.4], dans ce cas de figure $T_a = 2.0 \times T_{aempirique}$, les valeurs des périodes fondamentales pour le calcul de l'accélération spectrale de calcul des bâtiments sont présentés dans le tableau 3.10.

Tableau 3.6 Périodes de vibrations .

	Seismostruct	Etabs
Bâtiments	T (s)	T (s)
B6	1.7	1.7
B12	3.0	3.2
B18	5.1	5.3

Tableau 3.7 Périodes empiriques.

	B6	B12	B18
$T_{aempirique}(s)$	0.49	0.82	1.12
$2.0 \times T_{aempirique}(s)$	0.98	1.66	2.24

3.5.1 Méthode statique équivalente

Comme expliqué dans la sous-section 3.1.2.1, pour les structures répondant à l'une des conditions prescrites par le CNBC 2005 et 2010 la méthode statique équivalente décrite à l'article 4.1.8.11 est applicable. Le calcul de la méthode statique équivalente sera détaillé pour le bâtiment B6 située à Montréal dans ce qui suit.

1. La période empirique à considérer pour le bâtiment B6 comme expliqué à la section 2.5 est égale à $T_a = 0.98s$.
2. Détermination l'accélération spectrale de calcul $S(T_a)$: $S(T_a)$ est déterminé en faisant une interpolation linéaire entre $S(0.5)$ et $S(1.0)$ selon les valeurs données par les tableaux 3.8 et

3.9, correspondant aux valeurs des accélérations spectrales selon le CNBC 2005 et 2010. Pour un site de classe Fa = 1 et Fv = 1.

$$S(T_a) = \frac{0.98 - 1.0}{0.5 - 1.0} [S(0.5) - S(1.0)] + S(1.0) = 0.148 \text{ g}$$

3. Détermination du Facteur pour l'effet des modes supérieur M_v , et du coefficient de risque pour les charges sismiques I_E : La valeur de M_v a été obtenue grâce aux tableaux 1.1 et 1.2 de la section 1.1.2.1, $M_v = 1$ car $T = 0.98 \text{ s} < 1 \text{ s}$ et que

$$\frac{Sa(0.2)}{Sa(2.0)} = \frac{0.64}{0.048} = 14.375 \geq 8.0$$

ce qui indique qu'on se situe à l'est du Canada. Pour les bâtiments d'importance normale comme dans notre cas $I_E = 1$.

4. Le cisaillement à la base V et de la force distribuée F_x :

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_e}{R_d R_0} W = \frac{0.1476 \times 1.0 \times 1.0}{3.5 \times 1.6} W = 0.0262 W$$

$$V_{min} = \frac{S(4.0)M_v I_e}{R_d R_0} W = \frac{0.024 \times 1.0 \times 1.0}{3.5 \times 1.6} W = 0.00428 W$$

$$V_{max} = \frac{2}{3} \frac{S(0.2)M_v I_e}{R_d R_0} W = \frac{2 \times 0.64 \times 1.0 \times 1.0}{3 \times 3.5 \times 1.6} W = 0.0761 W$$

5. Distribution de la force sismique : charge appliquée au sommet du bâtiment

$$F_t = 0.07 T_a V = 0.07 \times 0.98 \times 1049 = 72 \text{ kN}$$

$$F_{tmax} = 0.25 V = 0.25 \times 1049 = 262 \text{ kN}$$

6. la force f_x distribuée

$$F_x = (V - F_t) \left(\frac{\frac{W_x h_x}{6}}{\sum_{i=1} W_i h_i} \right)$$

Les valeurs de la force distribuée F_x par étages ainsi que le cisaillement V_x prenant en compte la torsion accidentelle sont présents dans les tableaux ci-dessous pour les Bâtiments B6, B12 et B18 situés à Montréal et Vancouver. Ces calculs ont été faits avec le CNBC 2005 et 2010.

Tableau 3.8 Force latérale Bâtiment B6 Montréal, CNBC 2010.

	Hauteur	Poids	Force latérale	Cisaillement
	h_x	W_x	F_x	V_x
Niv	(m)	(kN)	(kN)	(kN)
6	21.00	7317	374	374
5	17.50	6539	225	599
4	14.00	6539	180	779
3	10.50	6539	135	914
2	7.00	6539	90	1004
1	3.50	6539	45	1049

Tableau 3.9 Force latérale Bâtiment B6 Vancouver, CNBC 2010.

	Hauteur	Poids	Force latérale	Cisaillement
	h_x	W_x	F_x	V_x
Niv	(m)	(kN)	(kN)	(kN)
6	21.00	7098	851	851
5	17.50	6539	525	1377
4	14.00	6539	420	1797
3	10.50	6539	315	2113
2	7.00	6539	210	2323
1	3.50	6539	105	2428

Nous remarquons que les valeurs du cisaillement à la base calculées selon le CNBC 2005 sont presque les mêmes que celles obtenues avec celui de 2010. Ce qui est prévisible étant donné que les valeurs de l'accélération spectrale de calcul $S(T)$ ont été un peu modifiées pour Montréal. Le tableau 3.24 résume les valeurs du cisaillement obtenu avec le CNBC 2005 vs 2010 pour tous les modèles à Montréal et à Vancouver.

Tableau 3.10 Cisaillement à la base obtenu avec les bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2010 site Montréal et Vancouver.

	Montréal			Vancouver		
	B6	B12	B18	B6	B12	B18
Coeff de site F_a or F_v	1	1	1	1	1	1
Période Fond T_a (s)	0.98	1.65	2.24	0.98	1.65	2.24
Acc spect $S(T_a)$ (g)	0.146	0.080	0.045	0.341	0.226	0.160
$S(T_a)M_v$	1.118	0.117	0.101	0.341	0.248	0.195
Fact de priorité I_E	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fact de mod R_d	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Fact de mod R_o	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Poids sism W (kN)	40012	80067	119961	39794	79848	119742
Cis à la base V (kN)	1049	1682	2177	2428	3537	4190

Tableau 3.11 Cisaillement à la base obtenu avec les bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2005 site Montréal et Vancouver.

	Montréal			Vancouver		
	B6	B12	B18	B6	B12	B18
Coeff de site F_a ou F_v	1	1	1	1	1	1
Période Fond T_a (s)	0.98	1.65	2.24	0.98	1.65	2.24
Acc spect $S(T_a)$ (g)	0.148	0.080	0.045	0.352	0.236	0.168
$S(T_a)M_v$	0.148	0.127	0.113	0.318	0.259	0.203
Fact de priorité I_E	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fact de mod R_d	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Fact de mod R_o	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Poids sism W (kN)	40012	80067	119961	39794	79848	119742
Cis à la base V (kN)	1055	1816	2571	2437	3537	4362

3.5.2 Méthode dynamique

Comme l'indique le code nous avons effectué une analyse spectrale avec le CNBC 2005 et 2010, la force sismique latérale à la base V_f ainsi que le moment de renversement M_f obtenus sont présentés sur le tableau 3.26 et 3.27 respectivement pour le CNBC 2005 et 2010 avec le logiciel ETABS. La force de cisaillement inélastique V_d est calculée en multipliant la force de cisaillement élastique à la base du bâtiment V_e par le facteur $\left(\frac{I_E}{R_d \times R_o}\right)$. Pour les structures régulières V_d doit être calibré de tel sorte qu'il soit égal à 80% V de V calculé. Ainsi les valeurs de cisaillement et du moment renversant sont présentés dans les tableaux suivants pour tous les bâtiments selon le CNBC 2005 vs 2010.

Tableau 3.12 Efforts de conceptions sismiques obtenus avec les bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2010.

	Montréal			Vancouver		
	B6	B12	B18	B6	B12	B18
V_e (kN)	585	998	1396	1400	2305	2703
V_d (kN)	700	801	835	1532	1756	1989
V_f (kN)	700	998	1396	1532	2305	2663
M_f (kN)	7485	9008	14296	13386	22770	34081

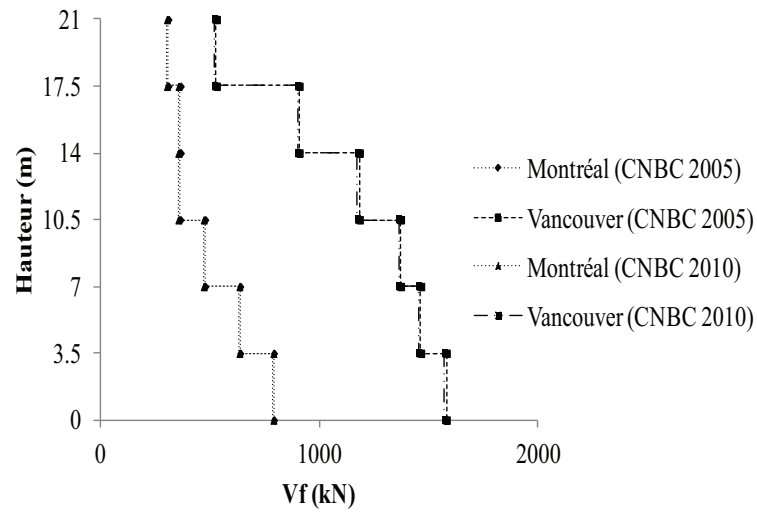
Tableau 3.13 Analyse spectrale des bâtiments B6, B12, B18, CNBC 2005.

	Montréal			Vancouver		
	B6	B12	B18	B6	B12	B18
V_e (kN)	622	1069	1427	1469	2336	2703
V_d (kN)	791	828	863	1581	1804	1802
V_f (kN)	791	1069	1427	1581	2336	2703
M_f (kN)	7556	9163	14369	13460	22980	34175

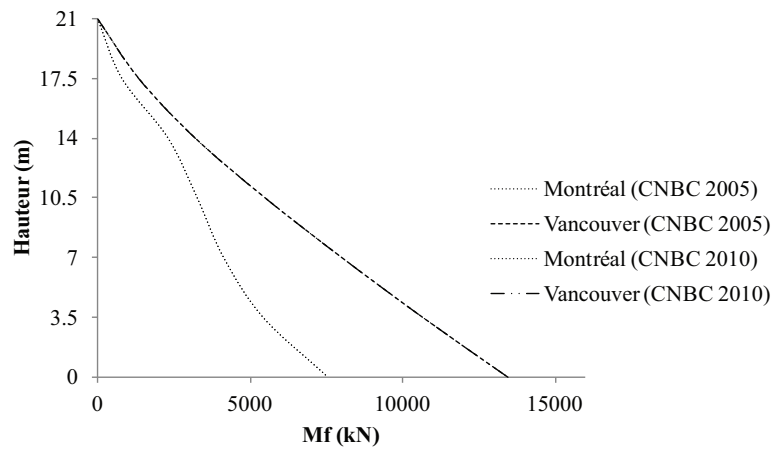
Les tableaux ci-dessous présentent les efforts de conception obtenus par étage pour tous les bâtiments. En comparant les valeurs obtenues entre le CNBC 2005 versus 2010 nous remarquons que les efforts sont presque les mêmes. La baisse du spectre de dimensionnement de Montréal n'a pas une grande influence sur le cisaillement et sur le moment de renversement s'exerçant sur les bâtiments dans notre cas. Ainsi pour le dimensionnement des SFRS qui sera présenté dans la section suivante, nous avons jugé qu'il ne sera pas nécessaire de faire le dimensionnement avec les efforts obtenus avec le CNBC 2010, étant donné que les efforts de dimensionnement sont un peu plus petits que ceux obtenus avec le CNBC 2005, ainsi nous utiliserons le dimensionnement fait avec le CNBC 2005 par Alexieva (2007).

Tableau 3.14 Efforts de conceptions bâtiment B6, CNBC2010.

Etages	Montréal		Vancouver	
	V_f	M_f	V_f	M_f
	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)
6	302	795	522	1345
5	355	2310	900	3200
4	354	3265	1175	5492
3	470	4132	1363	8009
2	633	5425	1455	10660
1	788	7551	1572	13452

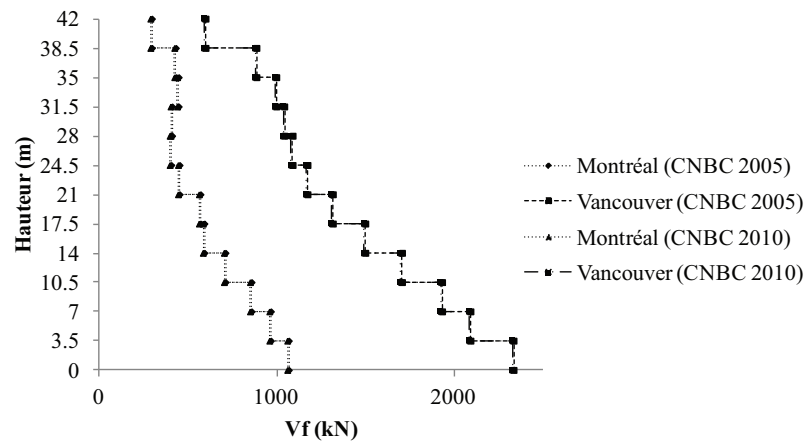


(a) Diagramme de la force de cisaillement

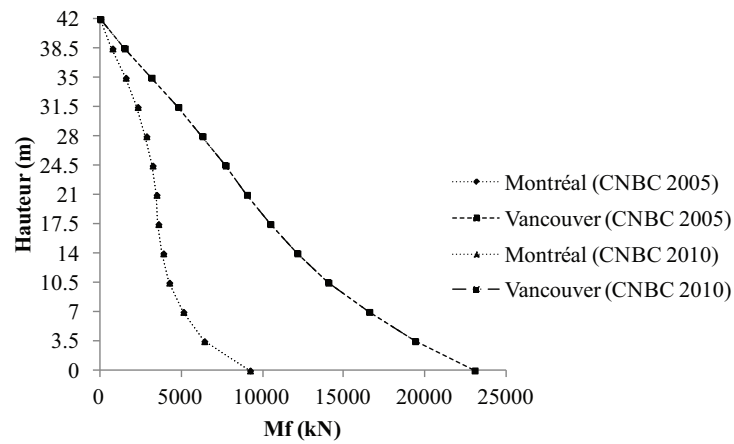


(b) Diagramme du moment de renversement

FIG. 3.5 Comparaison des résultats des analyses spectrales 2010 vs 2005 B6, Montréal et Vancouver

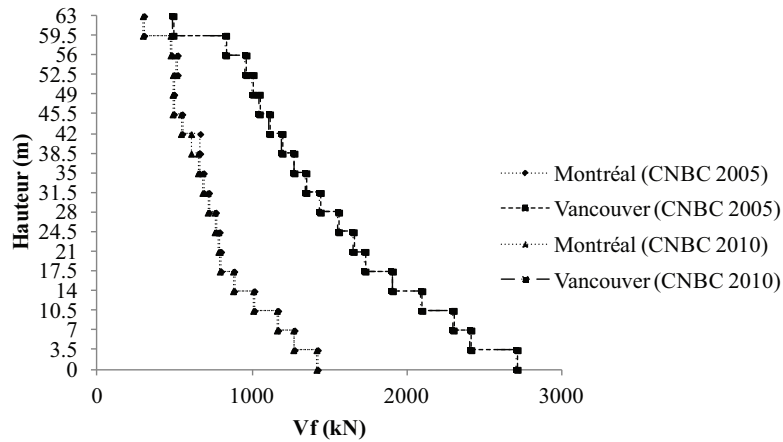


(a) Diagramme de la force de cisaillement

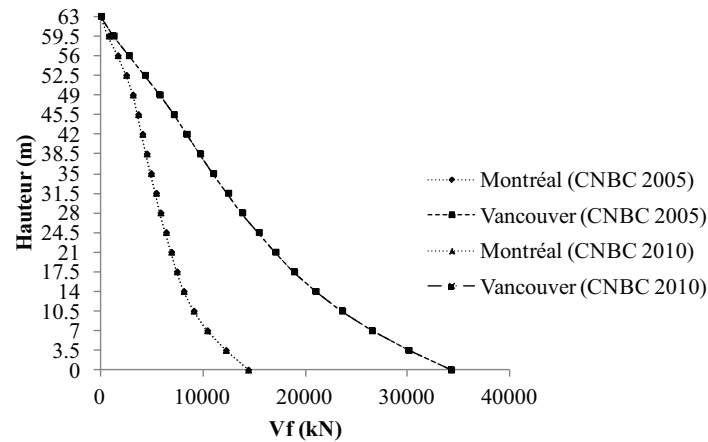


(b) Diagramme du moment de renversement

FIG. 3.6 Comparaison des résultats des analyses spectrales 2010 vs 2005 B12, Montréal et Vancouver



(a) Diagramme de la force de cisaillement



(b) Diagramme du moment de renversement

FIG. 3.7 Comparaison des résultats des analyses spectrales 2010 vs 2005 B18, Montréal et Vancouver

3.6 Dimensionnement des murs de refend selon le CSA.3-04

Comme nous l'avons indiqué dans la section précédente le dimensionnement a été fait selon les exigences du CSA 23A.3-04 par Alexieva (2007) et présenté dans sa mémoire. Ainsi, les grandes lignes du dimensionnement tiré du mémoire de Alexieva (2007) seront décrites dans ce qui suit.

1. Comme l'indique la clause 21.6.2.2 la zone de rotule plastique doit être déterminée selon l'équation [3.2]. Dans cette équation l_w est la longueur mur. Dans notre cas h_r qui la hauteur de la zone de rotule plastique est égale à 9.9 m et va du premier au troisième étage.

$$h_r = 1.5 \times l_w = 1.5 \times 6.6 = 9.9m \quad (3.2)$$

2. Les efforts de flexion sont repris par les armatures verticales concentrées (AVC) et distribuées (AVD), alors que les efforts de cisaillement sont repris par les armatures horizontales (AHD). L'armature verticale concentrée (AVC) est située dans les deux extrémités du mur composé d'une colonne à chaque extrémité. L'armature horizontale distribuée (AHD) est constituée de deux rideaux tout au long du mur. Selon la clause 21.6.2.2 le diamètre des barres verticales concentrées ne doit pas être supérieur à : $d_b \leq 0.1 \times b_w = 0.1 \times 600 = 60mm$. Selon la clause 21.6 l'aire correspondant à la quantité d'armature verticale concentrée A_s doit être supérieure à 0.15% de l'aire du mur dans la zone de rotule plastique : $A_s \geq 0.0015 \times l_w \times b_w = 0.0015 \times 6600 \times 300 = 2970mm^2$. La clause 21.6.6.3 exige que l'aire minimale de la section d'armature verticale en dehors de la zone de rotule plastique doit être supérieure à $0.001 \times l_w \times b_w = 0.001 \times 6600 \times 300 = 1980mm^2$. Les clauses 21.6.6.9 et 7.6.5.1 imposent respectivement de ligaturer l'armature verticale concentrée si l'espacement entre les barres excède 150 mm pour éviter le flambement des barres et que les ligatures doivent avoir un diamètre au moins égal à 30% de celui des barres d'armatures verticales concentrées. Pour le chevauchement des barres d'armatures verticales concentrées, la clause 21.6.6.7 exige qu'il ne puisse y avoir plus de 50% de l'armature verticale qui se chevauche au même endroit.
3. Le calcul de l'armature horizontale pour le cisaillement dans la zone de rotule plastique est basé sur la résistance au cisaillement requise pour développer la capacité probable à la flexion, $V_p = \gamma_p = \frac{M_{pw}}{M_f} V_f$. . Où M_{pw} est la probable résistance en flexion.
4. Les valeurs de conception (moment et de cisaillement) sont déterminées pour tous les murs de refend et à chaque niveau selon les exigences de la norme CSA A23.3-04, alinéas 21.6.2.2 et 21.6.9.1. Le dimensionnement en détail est donné dans le tableau 2.29 et 2.30, pour le bâtiment B6 situé à Montréal. Les valeurs de cisaillement et de moment, utilisées pour le dimensionnement du mur sont issues de l'analyse spectrale dynamique faite précédemment voir tableau 2.26 et le chargement axial transmis par ce mur de cisaillement est répertoriée dans le tableau 2.2. Après cela, une analyse transversale de la section en béton avec le renforcement d'aciers prédéterminés est réalisée en utilisant le logiciel RESPONSE2000. Ainsi le calcul de la résistance pondérée en flexion M_r , de la résistance nominale en flexion M_n et de la résistance en flexion M_{pw} ont été déterminées grâce à RESPONSE2000.
5. Ductilité des murs de refend : Selon la norme CSA A23.3-04 pour les murs servant SRFS avec $R_d = 3,5$ la capacité rotationnelle de la section dans le domaine non linéaire θ_{ic} donnée par l'équation [3.3] doit être supérieure à la demande en rotation anticipée θ_{id} équation [3.4]

Tableau 3.15 Aciers de renforcement mur de refend B6 bâtiment B6 Montréal.

Niv.	V_f	M_f	Barres de renforcement		
			Aramtures Verticales	Distribuées	
			colonnes (AVC)	Vertical	Horizontal
	(kN)	(kNm)	(-)	(-)	(-)
6	313	804	8M25	M10@260	M15@400
5	369	2320	8M25	M10@260	M15@400
4	369	3271	8M25	M10@260	M15@400
3	479	4147	8M25	M10@260	M15@200
2	640	5438	8M25	M10@260	M15@200
1	791	7555	8M25	M10@260	M15@200

afin d'assurer une bonne ductilité du mur dans la zone de rotule plastique. Ainsi les figures ci-dessous indiquent les différentes sections d'armatures considérées par Alexeiva (2007) après la vérification de la ductilité de chaque section de mur.

$$\theta_{ic} = \frac{\delta_h R_d R_0 - \delta_h \gamma_w}{h_w - l_w/2} \leq 0.004 \quad (3.3)$$

$$\theta_{id} = \frac{\varepsilon_c l_w}{2_c} - 0.002 \quad (3.4)$$

où δ_h est le déplacement horizontal au sommet du mur de refend sous les charges sismiques et γ_w est un facteur de sur-résistance, ε_{cu} est la déformation maximale au niveau de la fibre la plus comprimée de la section.

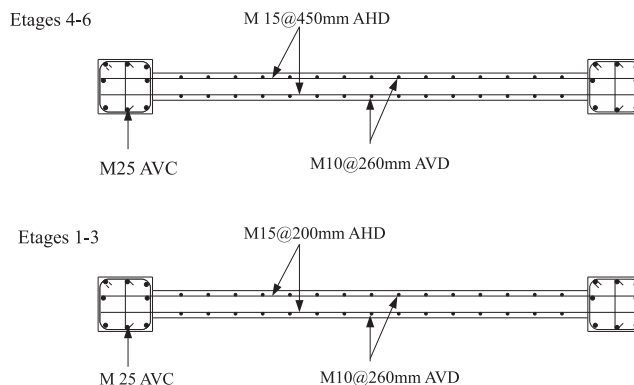
B6 (1-6 étages) Montréal**LEGENDE**AHD - Acier horizontal
distribuéAVD - Acier vertical
distribuéAVC- Acier vertical
concentré

FIG. 3.8 Acier de renforcement mur de refend bâtiment B6 Montréal.

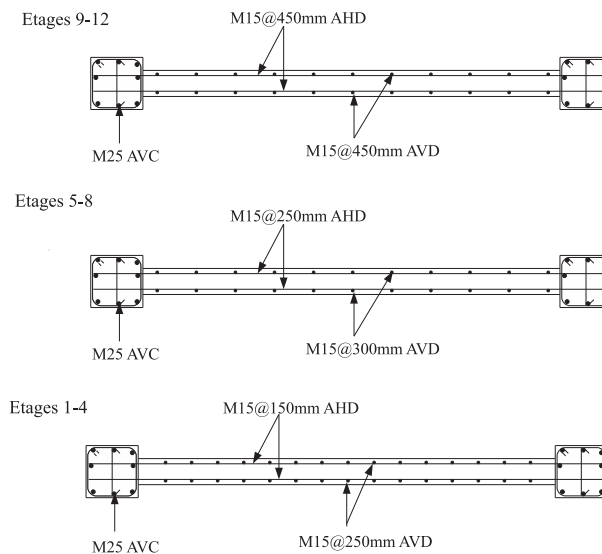
B12(1-12 étages) Vancouver**LEGENDE**AHD - Acier horizontal
distribuéAVD - Acier vertical
distribuéAVC- Acier vertical
concentré

FIG. 3.12 Acier de renforcement mur de refend bâtiment B12 Vancouver.

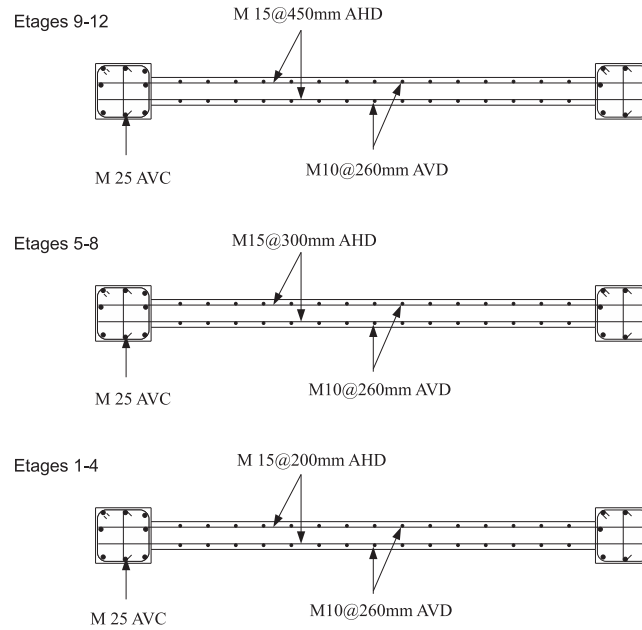
B12 (1-12 étages) Montréal**LEGENDE**AHD - Acier horizontal
distribuéAVD - Acier vertical
distribuéAVC - Acier vertical
concentré

FIG. 3.9 Acier de renforcement mur de refend bâtiment B12 Montréal.

3.7 Conclusion

Ce chapitre a permis de faire le dimensionnement des murs de refend selon les exigences du CNBC 2010 et selon la norme CSCSA A23.3-10. Il a aussi permis d'effectuer l'analyse spectrale des bâtiments selon le CNBC 2005 et 2010 ainsi que l'analyse statique équivalente. Les efforts obtenus entre le CNBC 2005 et 2010 étant presque les mêmes Le dimensionnement des murs a été directement tiré de Alexieva (2007).

B18 (1-18 étages) Montréal**LEGENDE**

AHD - Acier horizontal
distribué
AVD - Acier vertical
distribué
AVC- Acier vertical
concentré

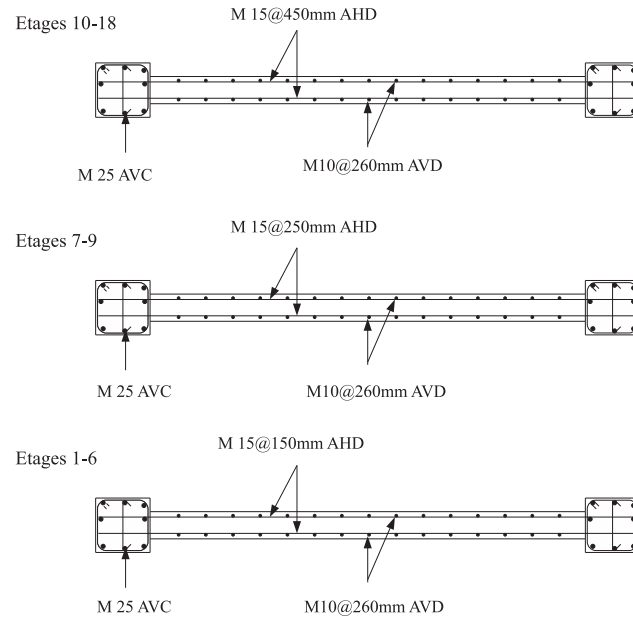


FIG. 3.10 Acier de renforcement mur de refend bâtiment B18 Montréal.

B6 (1-6 étages) Vancouver**LEGENDE**

AHD - Acier horizontal
distribué
AVD - Acier vertical
distribué
AVC- Acier vertical
concentré

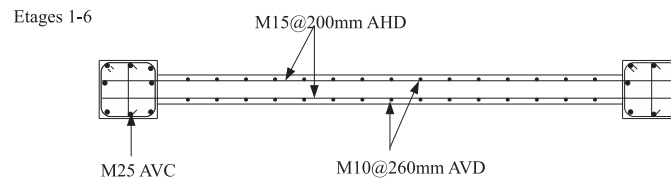


FIG. 3.11 Acier de renforcement mur de refend bâtiment B6 Vancouver.

CHAPITRE 4

MODÉLISATION DES MURS PAR ÉLÉMENTS DE FIBRE

Deux logiciels d'éléments finis ont été choisis pour la modélisation des murs de refends à savoir Seismostruct et OpenSees. Comme nous l'avons indiqué dans le premier chapitre, Seismostruct est un logiciel avec une interface qui ne nécessite pas de programmation alors qu'OpenSees n'a pas d'interface et nécessite un script Tcl fourni gratuitement. Il est aussi nécessaire de faire une calibration pour certains types de matériaux entre les deux logiciels. L'objectif principal de ce chapitre est de montrer les différentes étapes de la modélisation des murs de refends sur Seismostruct et sur OpenSees.

4.1 Modélisation des murs sur Seismostruct

Deux types de modèles ont été modélisés sur Seismostruct et sur OpenSees pour chaque mur : un modèle linéaire pour la validation des différents modèles et un modèle non linéaire. Les différentes étapes de la modélisation sont les suivantes :

- Choix des matériaux

Pour les modèles linéaires sur Seismostruct nous avons choisi un matériau type " uniaxial elastic material model " avec un comportement symétrique en traction et en compression. Deux types de paramètres de calibration doivent être définis afin de bien décrire les caractéristiques mécaniques du matériau : Le module d'élasticité du béton $E_c = 24647\text{MPa}$ et son poids volumique $\gamma_c = 24000\text{N/m}^3$. Pour le choix du matériau nous avons choisi un matériau type " Chang-Mander nonlinear concrete model-con-cm " pour modéliser le comportement du béton. Cinq paramètres sont nécessaires pour la modélisation des lois du béton : f'_c qui est la résistance en compression du béton qui vaut 30 MPa, la résistance en traction du béton, la déformation en compression du béton ε_c qui vaut 0.023 m/m, et ε_{ct} qui est la déformation à laquelle survient la fissuration du béton. Pour la modélisation des barres d'armatures nous avons choisi un " steel model-stl-bl " Ce modèle est caractérisé par des paramètres de calibrage facilement identifiable. Il est souvent utilisé pour la modélisation des structures en acier, où pour la modélisation des structures en béton armé ayant un comportement non linéaire. Cinq modèles de paramètres de calibration sont à définir afin de bien décrire les caractéristiques mécaniques du matériau : $E_s = 200\text{GPa}$ qui est le module d'élasticité de l'acier, la limite élastique de l'acier $f_y = 450\text{MPa}$, le coefficient d'écrouissage $\mu = 0.005$ qui est le rapport entre

la rigidité de l'acier avant et après la plastification et la masse volumique du béton $\gamma_s = 78500\text{N/m}^3$. Pour les valeurs des paramètres R qui permettent de faire la transition entre l'état élastique et l'état plastique de l'acier, nous avons choisi les mêmes paramètres par défaut donner par Sseismostruct.

– Définition des sections des murs

Pour la modélisation de la section des murs de refend sur Seismostruct nous avons choisi une section prédéfinie " concrete rectangular wall section-rcrws ". Quatre types de paramètres doivent être pris en compte : la largeur du mur qui vaut 6600 mm, l'épaisseur du mur 300 mm, la largeur et l'épaisseur des colonnes aux extrémités qui font $600 \times 600\text{mm}$. Les barres de renforcement peuvent être définies automatiquement par Seismostruct ou en entrant les coordonnées transversales des sections. La zone confinée est automatiquement définie par le logiciel, cependant il est nécessaire de lui donner l'enrobage qui dans notre étude vaut 67.5 mm pour toutes les sections voir figure [4.1].

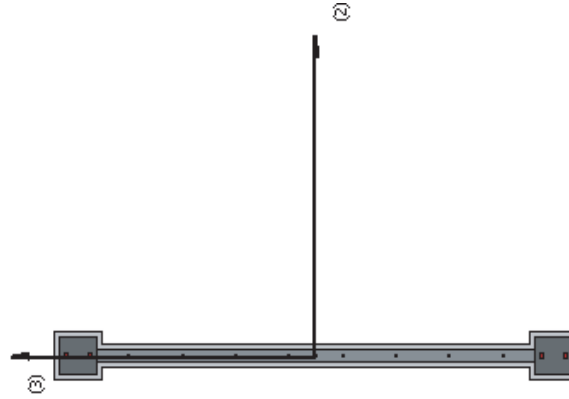


FIG. 4.1 Modélisation de la section du mur, Seismostruct

– Discrétisation de la section en element multifibres

Seismostruct exige un minimum de fibres correspondant aux nombres d'armatures dans la section. Dans notre cas nous avons choisi de subdiviser notre section en 12, 20, 50 et 200 fibres. Cela pour voir si la quantité de sections de fibres aurait un effet sur la réponse.

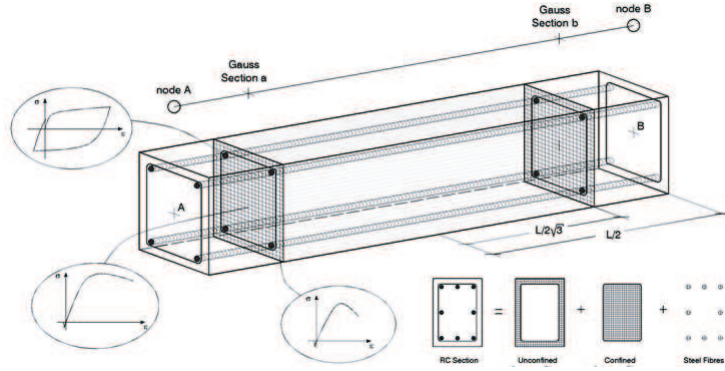


FIG. 4.2 Modélisation par élément fibre (Seismostruct 2011)

4.1.1 Masses affectées au murs

Les masses calculées et les charges gravitaires dans les sections 3.2 et 3.3 du troisième chapitre ont été affectées aux noeuds à chaque étage comme l'indique la Figure [4.2].

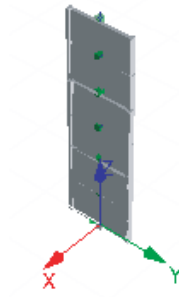


FIG. 4.3 Modélisation de la section du mur, Seismostruct

4.2 Modélisation des murs sur Opensees

Comme sur Seismostruct, un modèle linéaire et non linéaire ont été faits sur Opensees pour tous les murs. Les étapes importantes de la modélisation sont les suivantes.

- Choix des matériaux

Pour la modélisation des modèles élastiques et inélastiques des murs de refends sur Opensees nous avons choisi un " uniaxial Material Concrete01 " selon le modèle de Kent et Park. Les paramètres importants pour modéliser le béton sont le module élastique initial E_c du béton associé qui vaut 30 MPa. La déformation ε_c pour laquelle la résistance maximale en compression du béton est atteinte

qui vaut 0,0023 m/m. La déformation ultime du béton est égale à 0,0035 m/m. Pour l'analyse linéaire, un matériau de type " uniaxial Material Elastic " a été choisi pour modéliser la loi de comportement des barres d'aciers. Pour le choix de la loi de comportement des barres d'armatures pour l'analyse non linéaire un " uniaxial Material Steel02 " est choisi. Ce type de modèle a été introduit par Menegotto et Pinto en 1973, et suit un comportement non linéaire. Il prend aussi en compte l'écroutissage des barres d'armatures. Les paramètres importants pour ce modèle sont : La limite élastique de l'acier f_y , prise égale à 450 MPa, le module élastique E_s est pris égal à 200 GPa. Pour tenir compte de la transition de l'état élastique à l'état plastique de l'acier, nous nous sommes référés aux valeurs données par Seismostruct à savoir $R0 = 18$, $cR1 = 0,925$ et $cR2 = 0,15$.

– Discrétisation de la section en élément multifibre

De même que sur Seismostruct la section des murs a été discrétisée en élément fibres grâce à la commande " patch quad " permettant de subdiviser la section du mur dans le sens transversal et longitudinal en plusieurs sections de fibres. Cette même commande est définie pour créer la géométrie de la section des murs.

La commande " layer straight " permet d'ajouter les barres de renforcement en indiquant le positionnement des barres par les coordonnées suivant un axe donné. Comme sur Seismostruct nous avons varié le nombre de fibres pour voir si cette augmentation pourrait avoir un effet sur la réponse.

– Masses affectées aux murs

Les masses et les charges gravitaires ont été affectées aux noeuds de chaque étage comme sur Seismostruct.

4.3 Amortissement

Un amortissement de 5% a été adopté pour tous les modèles sur Seismostruct et sur Opensees par la méthode de Rayleigh. La méthode de Rayleigh prend en compte que les deux premiers modes de vibrations. La matrice d'amortissement est proportionnelle à la matrice de masse et à la matrice de rigidité et satisfait aux conditions d'orthogonalité.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.1)$$

Où C , est la matrice d'amortissement, M est la matrice de masse, K est la matrice de rigidité, a_0 et a_1 sont des coefficients de Rayleigh. Ainsi les coefficients a_0 et a_1 sont calculés par les équations [4.2] et [4.3]

$$a_0 = 2 \times \frac{w_i w_j}{w_j^2 - w_i^2} (w_j \xi_i - w_i \xi_j) \quad (4.2)$$

$$a_1 = 2 \times \frac{w_i w_j}{w_j^2 - w_i^2} \left(\frac{\xi_i}{w_i} - \frac{\xi_j}{w_j} \right) \quad (4.3)$$

Où w_i est la pulsation du mode i et ξ_i est le taux d'amortissement qui vaut 5% associé au mode i .

4.4 Méthode d'intégration numérique

La méthode d'intégration de Newmark est choisie sur les deux logiciels. Pour cette méthode deux paramètres $\gamma = 1/2$ et $\beta = 1/4$ sont à définir. Le facteur γ contrôle l'amortissement numérique introduit par la méthode d'intégration numérique. Pour $\alpha = 1/2$, la méthode n'introduit pas d'amortissement numérique. Cette méthode qui est aussi appelée la méthode de l'accélération moyenne est inconditionnellement stable et donne des résultats plus précis si le pas de temps Δ_t est assez petit. Cependant dans certains cas de séismes très riches en hautes fréquences, la Méthode $HHT - \alpha$ peut être utilisée afin de filtrer les hautes fréquences. Cette méthode permet d'introduire une dose d'amortissement numérique permettant de contrôler les vibrations parasites.

4.5 Conclusion

Ce chapitre nous à permis de faire la modélisation des murs sur Seismostruct et sur Opensees par élément multifibre. Nous avons aussi expliqué les différentes étapes de cette modélisation. Enfin, nous avons discuté de la méthode d'intégration utilisée pour les analyses.

CHAPITRE 5

SÉLECTION ET AJUSTEMENT DES SÉISMES

Les séismes historiques et artificiels générés par Atkinson (2009) choisis pour les analyses non linéaires seront présentés dans ce chapitre. La calibration ou " Matching " des séismes choisis sur les spectres de Montréal et de Vancouver (CNBC 2010) grâce au logiciel RSPMATCH 2005, et la calibration des séismes artificiels par la méthode proposée par Atkinson (2009) y seront aussi exposés.

5.1 Choix des accélérations historiques et artificiels

5.1.1 Séismes choisis pour l'est du Canada

Les séismes historiques choisis sont survenus au Canada (Saguenay 1988, Nahanni 1985, et de Val-des-bois 2010), les autres sont des séismes artificiels générés par Atkinson (2009).

– Saguenay 1988

Le séisme de Saguenay est survenu le 25 Novembre 1988. Selon la commission géologique du Canada, ce séisme est le plus fort tremblement de terre survenu en Amérique de l'Est depuis les 53 dernières années avec une magnitude de 6.9 sur l'échelle de Richter, et une profondeur focale de 29 km. Le séisme s'est produit à 35 km au sud de Chicoutimi, au Québec, soit à 75 km au nord de la zone sismique de Charlevoix-Kamouraska. Les dommages dans la zone épiscopale peu peuplée furent modestes, limités à des murs de maçonnerie non renforcés fracturés ou effondrés et à quelques glissements de terrain hors de la zone épiscopale. Le fort contenu énergétique pour les hautes fréquences est l'une des caractéristiques de ce séisme. L'accélération horizontale maximale au roc fut de 0,156 g pour la composante verticale, enregistrée à Chicoutimi à des distances épiscopales de 64 km et de 43 km respectivement.

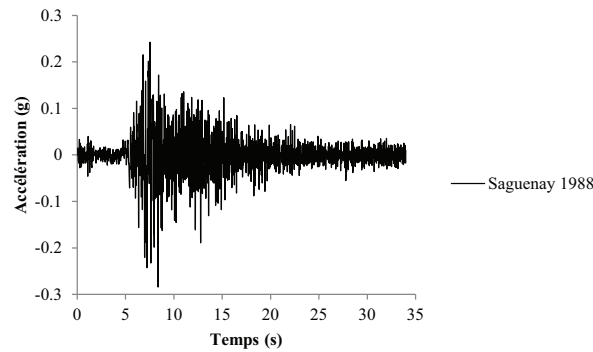


FIG. 5.1 Accélération, Saguenay 1988 site Chicoutimi

– Nahanni 1985

La région de Nahanni a été secouée par un séisme de magnitude 6.9 M_w le 23 décembre 1985. Ce séisme a une profondeur de 5 km, peu profond. Selon les géotechniciens ce tremblement de terre est dû à un précédent séisme de magnitude 6.6 M_w survenu le 5 Octobre de la même année. Les séismes se sont produits dans la plaine de Mackenzie, un plateau qui n'est presque pas déformé situé entre le chaînon Nahanni et les monts Mackenzie. Cette zone a été très faillée et plissée lors de l'orogénèse laramienne qui est un phénomène de subduction entre deux plaques qui a donné naissance à la plupart des montagnes de l'ouest de l'Amérique du Nord comme celles de Nahanni.

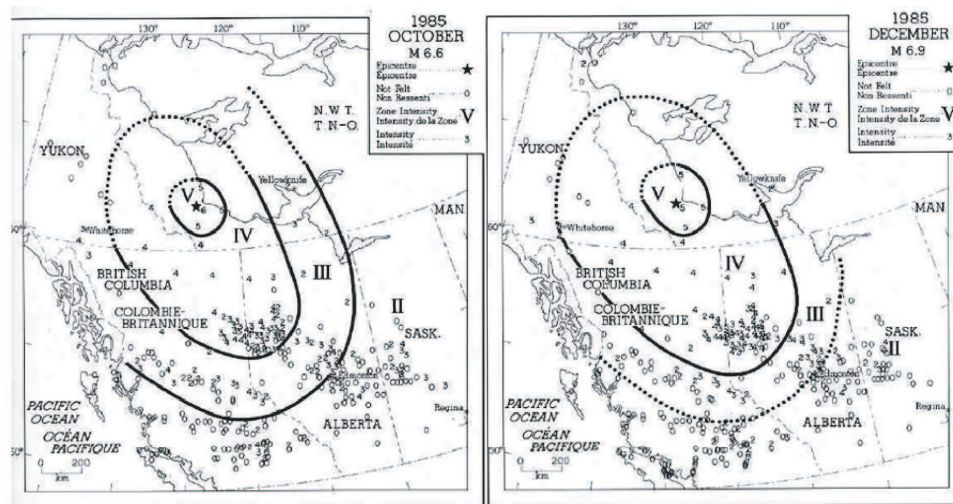


FIG. 5.2 Régions où on a ressenti les deux secousses principales, Nahanni 1985 (Source Commission Géologique du Canada)

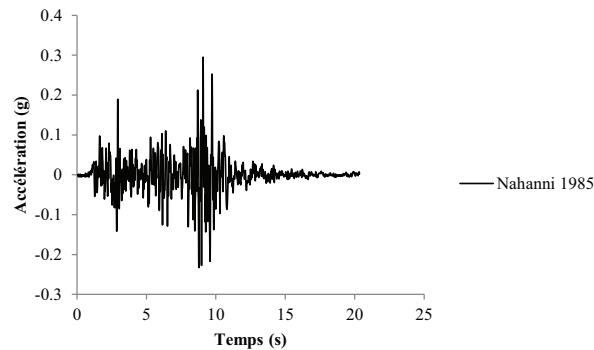


FIG. 5.3 Accélération Nahanni 1985 site1 Iverson,

– Val-des-bois 2010

Le séisme de Val-des-bois s'est produit le 23 juin 2010 à Ottawa. Ce séisme avec une magnitude de 5 M_w est un événement important pour l'est du Canada. Il s'est fait sentir dans une grande partie du Québec jusqu'au Kentucky aux États-Unis.

Tableau 5.1 Séismes de Val-des-bois .		
Événements	PGA (g)	Durée (s)
Val-des-bois site1	0.042	81.915
Val-des-bois site2	0.046	81.915
Val-des-bois site3	0.051	163.835
Val-des-bois site4	0.076	163.835

– Les séismes artificiels

Les séismes artificiels utilisés pour ce projet ont été générés par Atkinson (2009) et peuvent être obtenus sur son site (www.seismotoolbox.ca). Atkinson (2009) a généré des séismes artificiels pour l'est (ESB) et de l'ouest (WSB) du Canada selon la méthode appelée "stochastic finite-fault method" dans le but d'avoir une certaine base de données permettant d'effectuer des analyses non linéaires dans le domaine du temps nécessitant l'utilisation d'accélérations compatibles avec l'aléa sismique du Code 2005. On distingue deux types de magnitudes pour les séismes de l'Est, une magnitude de M6.0 et M7.0 et pour les séismes de l'Ouest M6.5 et M7.5 repartie selon la longueur de rupture D (km). Même si les valeurs de risques sismiques pour l'édition de 2010 ont été mises à jour pour des séismes de l'est, le centre et nord-est, les séismes artificiels d'Atkinson peuvent être utilisés

pour le code de 2010 car l'aléa sismique reste le même que celui de 2005, défini par des valeurs de l'accélération spectrale a des périodes de 0.2, 0.5, 1 et 2.0 s avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans. Pour l'Est comme pour l'Ouest l'ensemble des séismes artificiels a été choisie soit 360 secousses sismiques.

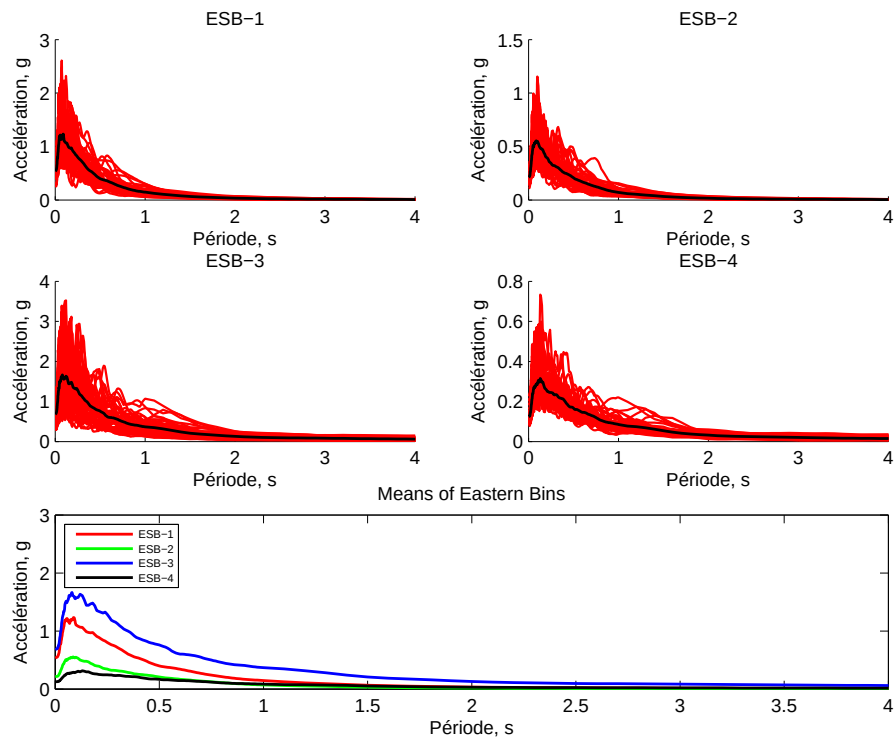


FIG. 5.4 Exemples de séismes artificiels d'Atkinson pour l'Est

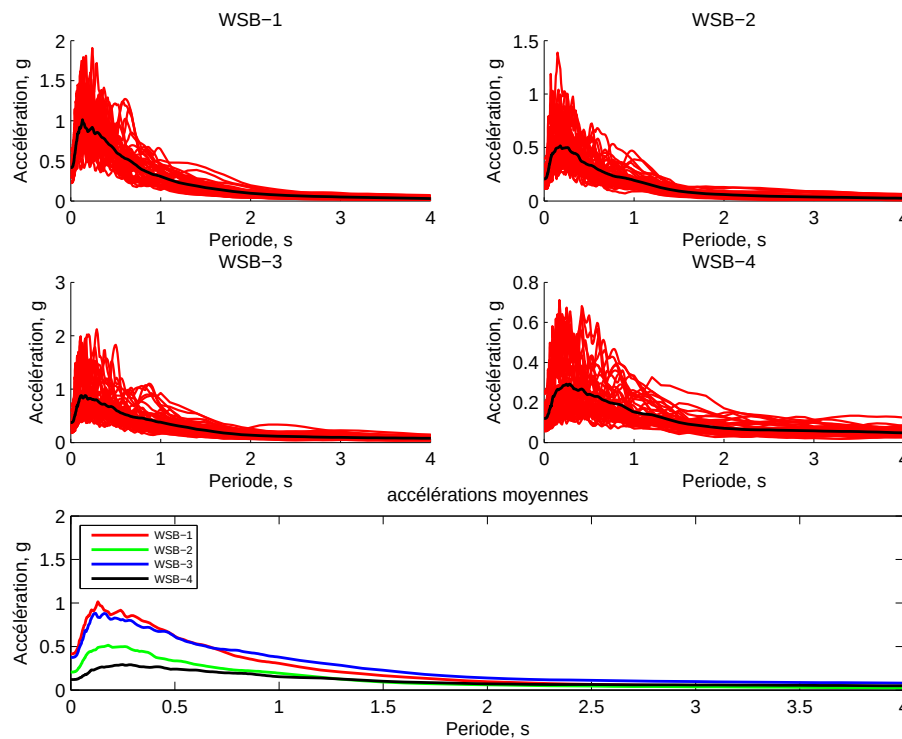


FIG. 5.5 Exemple de séismes pour l'Ouest

5.1.2 Séismes choisis pour l'Ouest du Canada

– Séisme d'El centro 1940

En 1940, un séisme de $7.1 M_w$ a frappé L'Imperial Valley le 18 mai 1940, due à une rupture de la faille impériale. Ce séisme a été le plus fort séisme enregistré dans cette zone. Neuf personnes ont été tuées. Il en a été ressenti jusqu'à Los Angeles. Selon l'USGS, 80% des bâtiments ont été endommagés à divers degrés. Le système de faille à l'origine de ce séisme est la faille d'Imperial.

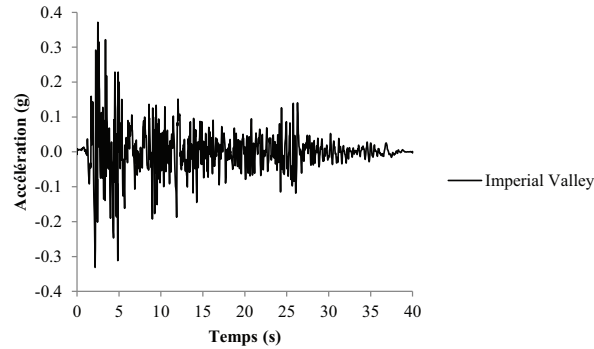


FIG. 5.6 Accélération d'El Centro 1940,

– Séisme de Northridge

Le séisme de Northridge est un tremblement de terre qui s'est produit près de Los Angeles le 17 janvier 1994 avec une magnitude de $6.7 M_w$. Soixante-douze personnes ont été tuées, plus de 9000 blessés, 20000 sans-abris et plus de 40000 bâtiments endommagés. L'accélération du sol a été l'un des plus élevés jamais enregistrés dans une zone urbaine en Amérique du Nord, avec la plus grande valeur de 1.8 g enregistré à Tarzana, à environ 7 km au sud de l'épicentre. Les dégâts estimés à environ 20 milliards de dollars, il est l'une des catastrophes naturelles les plus coûteuses de l'histoire des États-Unis. Le tremblement de terre est survenu sur une faille non constatée antérieurement. Il a détruit plusieurs bâtiments auparavant considérés comme protégés contre les dommages liés aux tremblements de terre, ce qui fait que les pertes humaines et les dommages étaient significativement plus élevés que toutes les prédictions de pertes initiales.

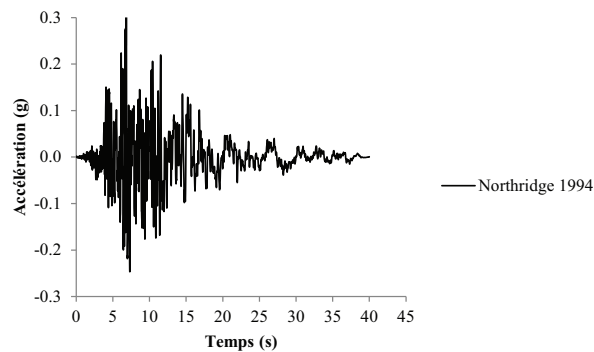


FIG. 5.7 Accélération de Northridge 1994 site Century City

– Séisme de Loma Prieta

le séisme de Loma Prieta s'est produit le 17 octobre 1989 à 17 heure locale. Ce séisme de 7.1 sur l'échelle de Richter a fait 62 morts, de 12000 sans domicile et plus de 18000 bâtiments endommagés. Le coût de ce séisme est estimé à plus de 6 milliards de dollars. L'épicentre de ce séisme a été situé sur la faille de San Andreas à une profondeur de 18km.

– Séisme de San Fernando

Le tremblement de terre s'est produit le 9 février 1971. Le séisme d'une magnitude de 6.6 a causé 65 morts et des dégâts évalués à plus de 500 millions. Le séisme a causé une rupture surface totale de 19 Km et une baisse pouvant aller jusqu'à 2 mètres.

Tableau 5.2 Séismes choisis pour l'Ouest.

Evénements	PGA (g)	Durée (s)
El Centro	0.310	39.99
Loma Prieta	0.410	39.94
Northridge	0.250	39.98
Parkfield	0.350	30.32
San Fernando	0.200	27.99

5.2 Calibration des séismes choisis sur les spectres de Montréal et de Vancouver 2010

L'harmonisation des spectres des séismes choisis au spectre de dimensionnement de Montréal et Vancouver est nécessaire pour adapter ces séismes aux aléas sismiques de ces deux villes. Ainsi pour adapter les séismes historiques aux spectres cibles nous allons utiliser le Logiciel RSPMATCH 2005 pour la calibration des séismes historiques et pour les séismes artificiels utilisés la méthode proposée par Atkinson (2009).

5.2.1 Présentation du logiciel RSPMATCH 2005

Ce programme effectue une modification dans le domaine temporel d'une accélération pour le rendre compatible avec un spectre cible. La méthodologie utilisée est basée sur celle proposée par Lilhanand et Tseng (1987, 1988). Le code de calcul original a été écrit par Abrahamson (1993). L'ajustement avec RSPMATCH se fait par ondelettes (wavelets).

5.2.2 Calibration des séismes historiques

les graphiques ci-dessous représentent les spectres du séismes de Saguenay et d'El Cento calibrés respectivement sur les spectres de Montréal 2010 et de Vancouver 2010.

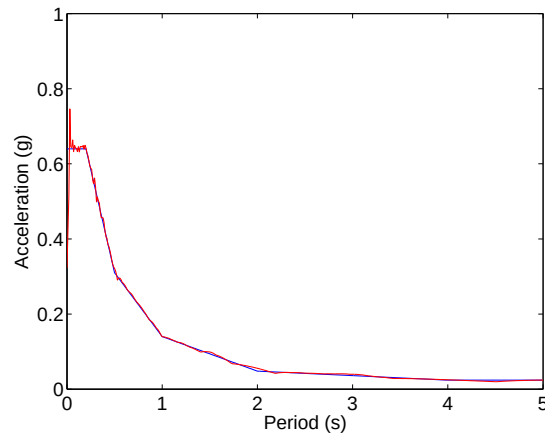


FIG. 5.8 Spectre de Saguenay calibré sur le spectre de Montréal 2010,

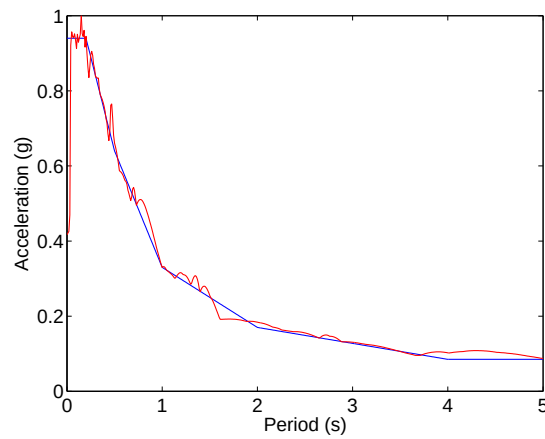


FIG. 5.9 Spectre d'El Centro calibré sur le spectre de Vancouver 2010,

5.2.3 Calibration des séismes artificiels

La calibration des séismes artificiels pour la ville de Montréal et de Vancouver pour un site de classe C s'est faite selon les indications d'Atkinson (2009) à savoir de faire le rapport entre les valeurs des accélérations du spectre cible et les valeurs des accélérations spectrales des séismes artificiels (SAtarg/Sasim) sur une plage de période de 0.1s à 4.0s. Ensuite de calculer la moyenne pour chaque

enregistrement. La valeur moyenne calculée est le facteur à multiplier à l'accélération du séisme artificiel pour l'harmoniser au spectre cible. Pour les structures de petites périodes, les accélérations seront choisies dans les bases de données ESB1 et ESB2 pour l'Est et WSB1 et WSB2 pour l'Ouest. Pour les structures de longues périodes respectivement dans les données ESB3, ESB4 pour l'Est et la dans les données WSB3 et WSB4 pour l'Ouest.

5.2.4 Validation des modèles

Pour ce faire, nous allons faire une analyse modale et une analyse linéaire. L'analyse modale permet de définir les modes propres des différents murs. Les modes propres de vibration permettent de comprendre le comportement d'une bâtiment face à une sollicitation dynamique. Il n'est pas nécessaire de considérer l'effet de tous les modes de vibrations pour avoir une bonne estimation de la réponse. Comme l'indique le CNBC 2010 le nombre de modes a utiliser doit représenter 90% de la masse totale de la structure. Ainsi les périodes de vibrations pour les bâtiments B6, B12 ET B18 obtenus avec Opensees et Séismostruct sont les suivantes :

Tableau 5.3 Périodes de vibrations de murs en (s) .

Murs	B6	B12	B18
Opensees	0.571	2.095	4.597
	0.089	0.0332	0.729
	0.031	0.118	0.269
Seismostruct	0.570	2.096	4.560
	0.088	0.333	0.728
	0.030	0.118	0.259

Les périodes de vibrations obtenues avec les logiciels Opensees (2011) et Seismostruct (2011) sont presque les mêmes. Les graphes ci-dessous ont été obtenus avec les analyses dynamiques élastiques avec le séisme d'El Centro. Le EI n'a pas été réduit car l'objectif est comparé les résultats analyses non avec les deux logiciels.

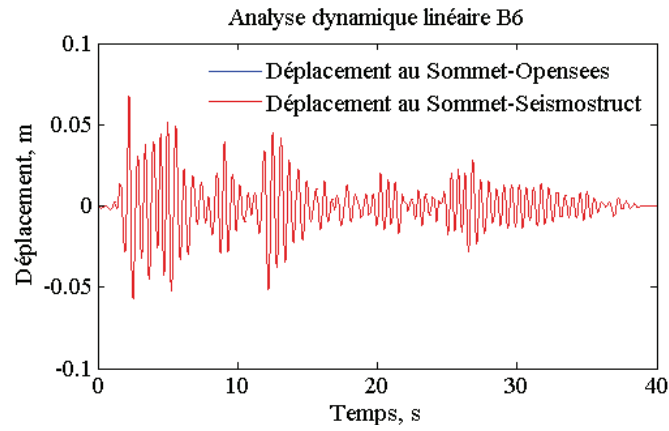


FIG. 5.10 Analyse élastique dynamique : OpenSees vs Seismostruct, d'Impérial Valley, B6

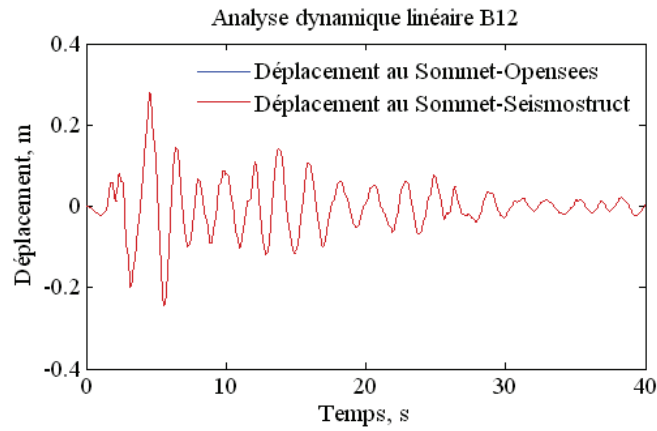


FIG. 5.11 Analyse élastique dynamique : OpenSees vs Seismostruct, d'Impérial Valley, B12

Ainsi, nous pouvons conclure que les modèles de murs sont correctes d'après les périodes de vibrations obtenus qui sont les mêmes ainsi que les analyses dans le domaine linéaire avec le séisme d'El Centro, qui nous donnent des graphes parfaitement collés entre les logiciels OpenSees (2011) et Seismostruct (2011).

5.3 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire le choix des séismes historiques et artificiels ainsi que la calibration sur les spectres cibles avec le logiciel RSPMATCH et la méthode proposée par Atkinson (2009). Enfin nous avons validé les modèles de murs en faisant une analyse linéaire.

CHAPITRE 6

RÉSULTATS DES ANALYSES SISMIQUES

Ce chapitre permet de présenter les résultats obtenus avec la première série d'analyse temporelle non linéaire. Cette série d'analyse consiste à faire l'analyse dynamique des murs de refend avec les séismes historiques et artificiels. Notre attention sera portée particulièrement sur une grandeur qui est le déplacement. Premièrement nous aurons à comparer les résultats obtenus avec les logiciels Opensees et Seismostruct. Puis nous comparerons le profil de déplacement obtenu avec l'analyse dynamique non linéaire avec le profil obtenu par la méthode simplifiée pour tous les séismes historiques et artificiels. Nous allons présenter les résultats obtenus sous l'effet des séismes d'El Centro et de Saguenay. Certains des résultats obtenus seront présentés dans l'annexe I.

6.1 Résultats l'analyse non linéaire obtenus avec les séismes historiques

Dans cette section nous allons faire une comparaison des déplacements maximum obtenus après l'analyse dynamique temporelle des séismes historiques d'Ouest et d'Est du Canada. La figure 6.1 montre les graphiques du déplacement maximum au sommet en fonction du temps et des déplacements maximum par étages en faisant l'analyse dynamique temporelle linéaire et non linéaire.

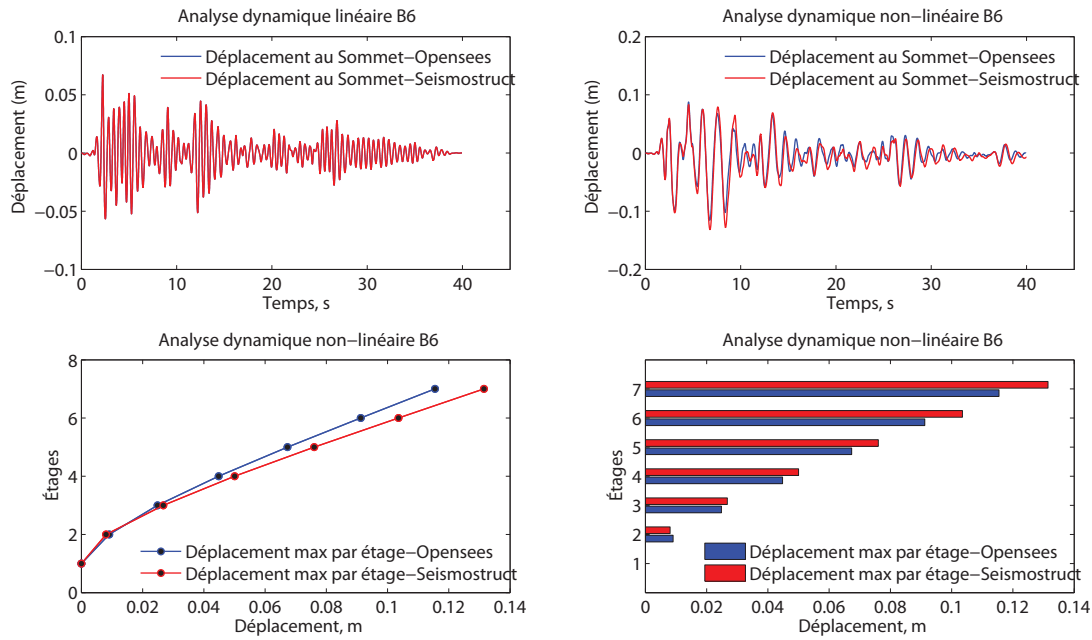


FIG. 6.1 Analyses Dynamiques, d'Impérial Valley B6

Comme l'indique les graphiques précédents les déplacements maximums obtenus dans le domaine non linéaire par étage en comparant Opensees et Seismostruct sont très proches.

Tableau 6.1 Déplacement maximum par étage bâtiment B6, d'Impérial Valley

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	9.04×10^{-3}	8.05×10^{-3}
3	2.48×10^{-2}	2.67×10^{-2}
4	4.47×10^{-2}	5.00×10^{-2}
5	6.73×10^{-2}	7.60×10^{-2}
6	9.12×10^{-2}	1.03×10^{-1}
7	1.15×10^{-1}	1.31×10^{-1}

Le graphique 6.2 nous montre la rotation en fonction du temps pour le mur B6 avec le séisme d'Impérial Valley. La rotation maximale obtenue avec opensees est de 0.007 rad et 0.006 rad sur

Seismostruct.

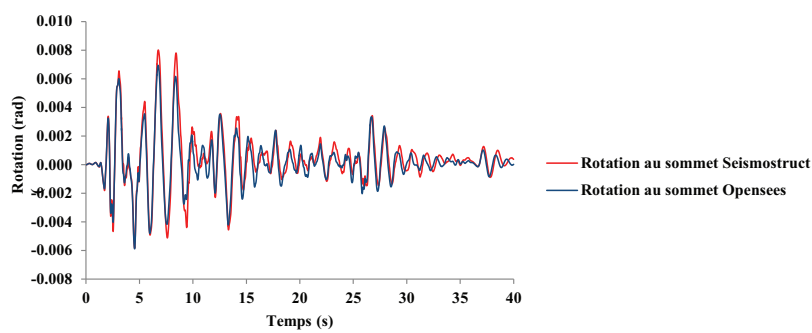


FIG. 6.2 Analyses Dynamiques, Rotation au sommet Impérial Valley B6

Le Tableau 6.1 montre que les déplacements maximum par étage sont du même ordre de grandeur.

La Figure 6.3 montre les résultats obtenus avec le mur B12. Ce graphique nous indique aussi que les déplacements maximum en comparant Opensees et Seismostruct sont presque similaires. Les courbes du déplacement au sommet en fonction du temps sont pratiquement confondues dans le domaine non linéaire.

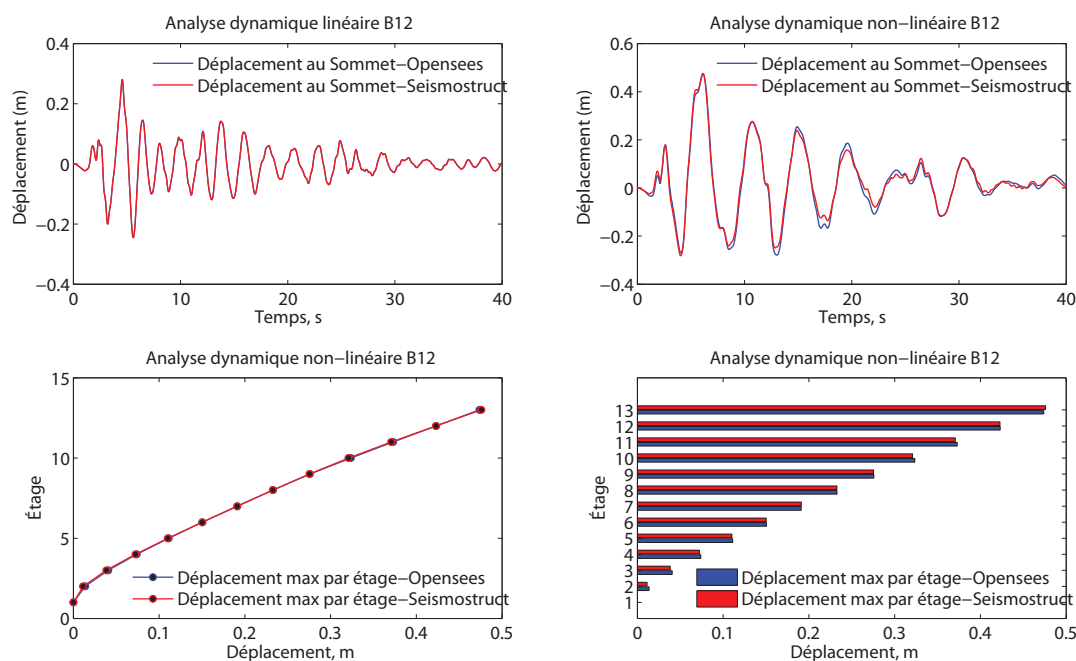


FIG. 6.3 Analyses Dynamiques temporelles, d'Impérial Valley Bâtiment B12

le Tableau 6.2 nous montre que les déplacements maximum par étage obtenus entre ces deux logiciels dans le domaine non linéaire. Comme nous l'avons indiqué précédemment les résultats nous montre que les déplacements sont très proches.

Tableau 6.2 Déplacement maximum par étage bâtiment B12, d'Impérial Valley

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.36×10^{-2}	1.13×10^{-2}
3	4.06×10^{-2}	3.83×10^{-2}
4	7.39×10^{-2}	7.23×10^{-2}
5	1.11×10^{-1}	1.10×10^{-1}
6	1.50×10^{-1}	1.50×10^{-1}
7	1.91×10^{-1}	1.91×10^{-1}
8	2.32×10^{-1}	2.32×10^{-1}
9	2.75×10^{-1}	2.75×10^{-1}
10	3.23×10^{-1}	3.20×10^{-1}
11	3.72×10^{-1}	3.70×10^{-1}
12	4.23×10^{-1}	4.22×10^{-1}
13	4.73×10^{-1}	4.75×10^{-1}

Le graphique 6.4 nous montre la rotation en fonction du temps pour le mur B12 avec le séisme d'Impérial Valley. La rotation maximale vaut 0.021 rad avec seismostruct et 0.02 rad avec Opensees.

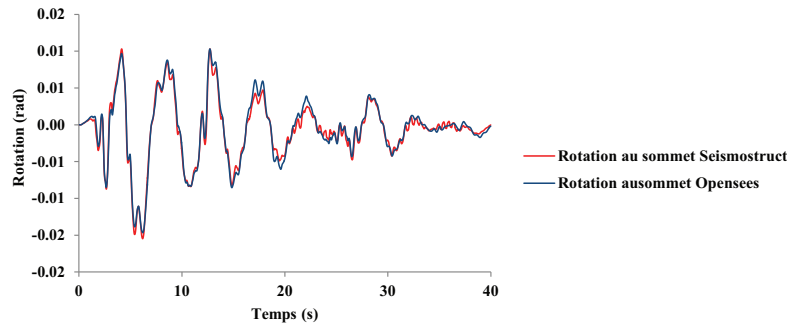


FIG. 6.4 Analyses Dynamiques, Rotation au sommet, Impérial Valley B12

Concernant le mur B18, les résultats nous indiquent que le déplacement maximum par étages entre Opensees et Seismostruct sont du même ordre de grandeur comme dans les cas précédents. Cependant, les courbes du déplacement en fonction du temps entre les deux logiciels sont moins collées que dans le cas des murs B6 et B12. Ce déphasage peut s'expliquer par la hauteur de ce mur qui est de 63 m, très élancé par rapport aux autres murs.

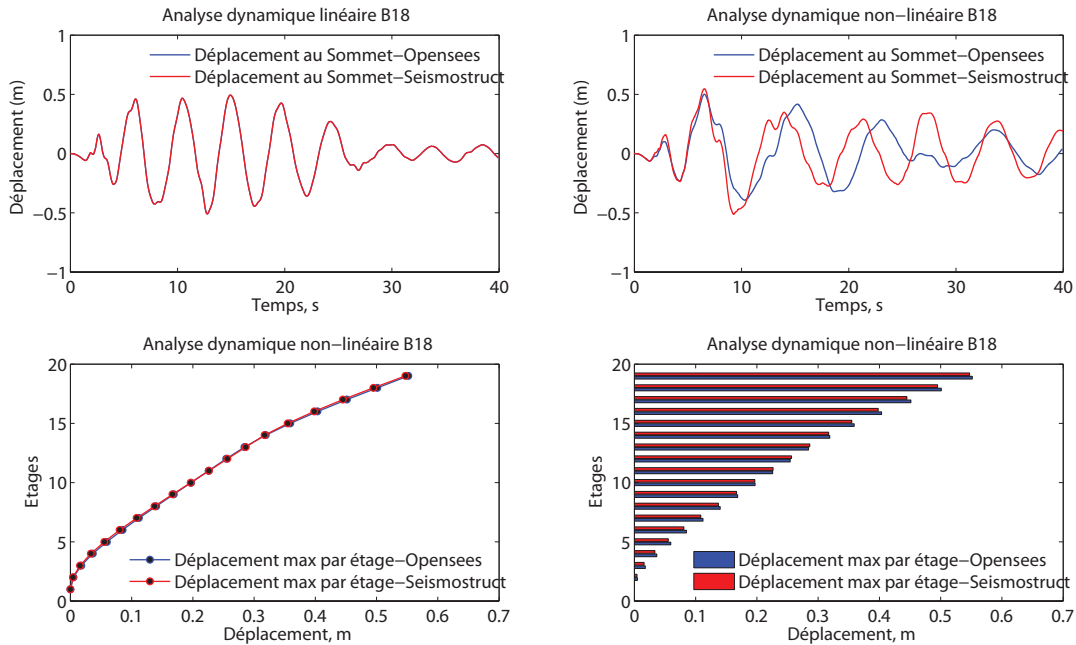


FIG. 6.5 Analyses Dynamiques temporelles, Impérial Valley B18

Le Tableau 6.3 nous illustre comme dans les deux premiers cas que les valeurs du déplacement max par étage sont très proches entre Opensees et Seismostruct.

Tableau 6.3 Déplacement maximum par étage bâtiment B18, Impérial Valley

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	3.90×10^{-3}	4.24×10^{-3}
3	1.46×10^{-2}	1.58×10^{-2}
4	3.08×10^{-2}	3.33×10^{-2}
5	5.13×10^{-2}	5.53×10^{-2}
6	7.49×10^{-2}	8.07×10^{-2}
7	1.00×10^{-1}	1.08×10^{-1}
8	1.28×10^{-1}	1.37×10^{-1}
9	1.57×10^{-1}	1.66×10^{-1}
10	1.86×10^{-1}	1.96×10^{-1}
11	2.15×10^{-1}	2.26×10^{-1}
12	2.45×10^{-1}	2.56×10^{-1}
13	2.75×10^{-1}	2.86×10^{-1}
14	3.08×10^{-1}	3.17×10^{-1}
15	3.48×10^{-1}	3.54×10^{-1}
16	3.94×10^{-1}	3.98×10^{-1}
17	4.46×10^{-1}	4.44×10^{-1}
18	4.99×10^{-1}	4.94×10^{-1}
19	5.54×10^{-1}	5.47×10^{-1}

Le graphique 6.6 nous montre la rotation en fonction du temps pour le mur B18 avec le séisme d'Impérial Valley. La rotation maximale vaut 0.0155 rad avec Seismostruct et 0.0150 rad avec Opensees

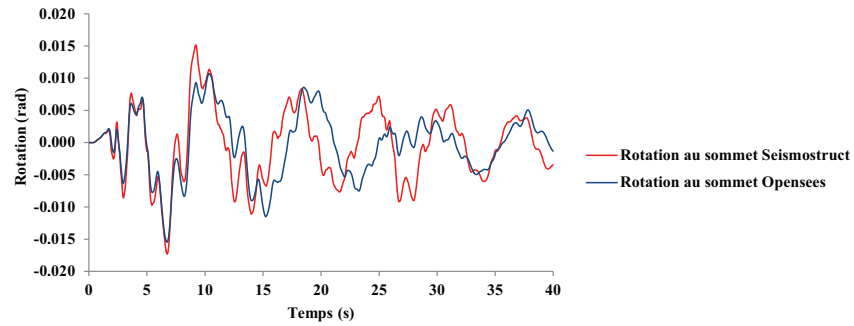


FIG. 6.6 Analyses Dynamiques, Rotation au sommet, Impérial Valley B18

Pour les séismes de l'Est nous allons présenter les résultats obtenus avec le séisme de Saguenay site(Chicoutimi). La figure 6.7 montre les résultats obtenus avec le mur B6. Ce graphique nous indique que les déplacements par étage dans le domaine non linéaire sont aussi dans le même ordre de grandeur entre Opensees et Seismostruct.

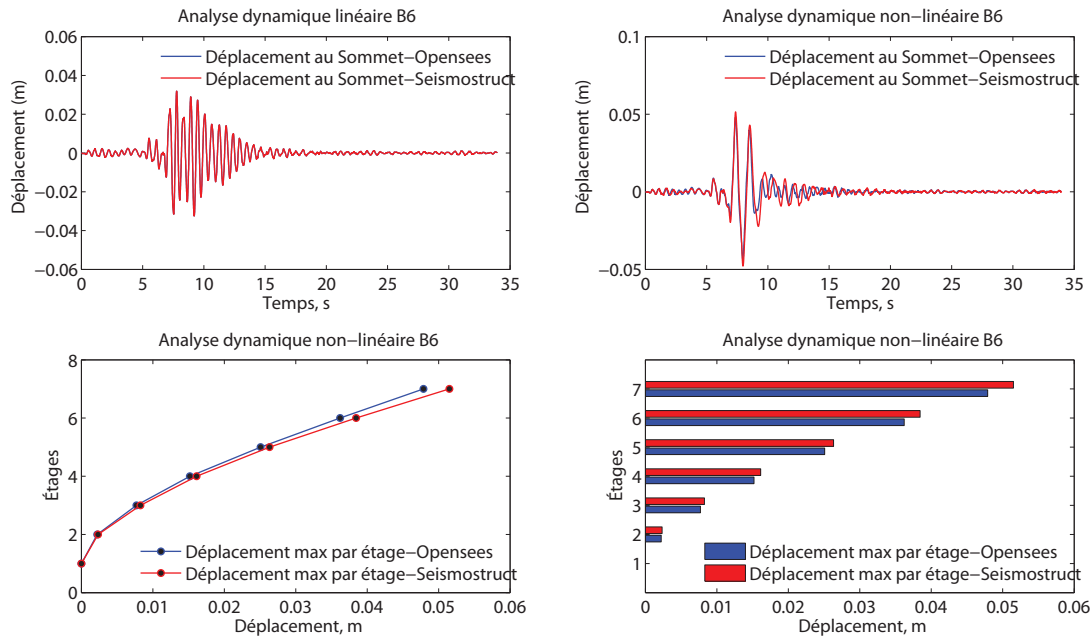


FIG. 6.7 Analyses Dynamiques temporelles, Saguenay B6

Les déplacements par étages comparant les deux logiciels sont montrés dans le Tableau 6.4 qui nous indique que dans ce cas aussi que les déplacements sont très proches.

Tableau 6.4 Déplacement maximum par étage B6, Saguenay site Chicoutimi

Etages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	2.22×10^{-3}	2.33×10^{-3}
3	7.70×10^{-3}	8.26×10^{-3}
4	1.51×10^{-2}	1.61×10^{-2}
5	2.50×10^{-2}	2.63×10^{-2}
6	3.62×10^{-2}	3.84×10^{-2}
7	4.78×10^{-2}	5.15×10^{-2}

Le graphique 6.8 nous montre la rotation en fonction du temps pour le mur B6 avec le séisme de Saguenay pour le mur B6. La rotation maximale obtenue vaut 0.003 rad sur Opensees et Seismostruct.

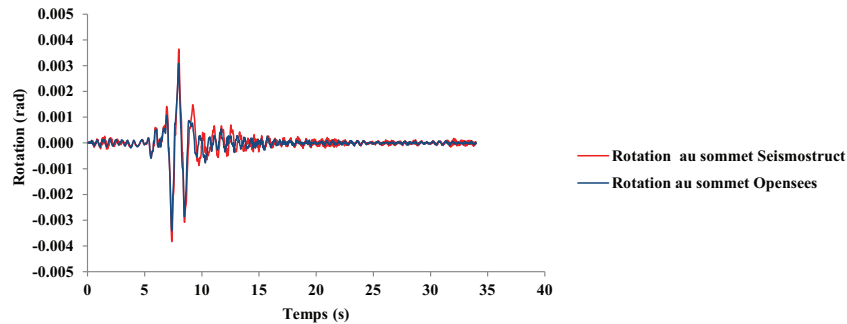


FIG. 6.8 Analyses Dynamiques temporelles, Rotation au sommet, Saguenay B6

Pour le modèle B12 les résultats présentés entre Opensees et Seismostruct nous amènent aux mêmes conclusiones que pour le mur B6. La rotation maximale obtenue vaut 0.006 rad avec Opensees et Seismostruct.

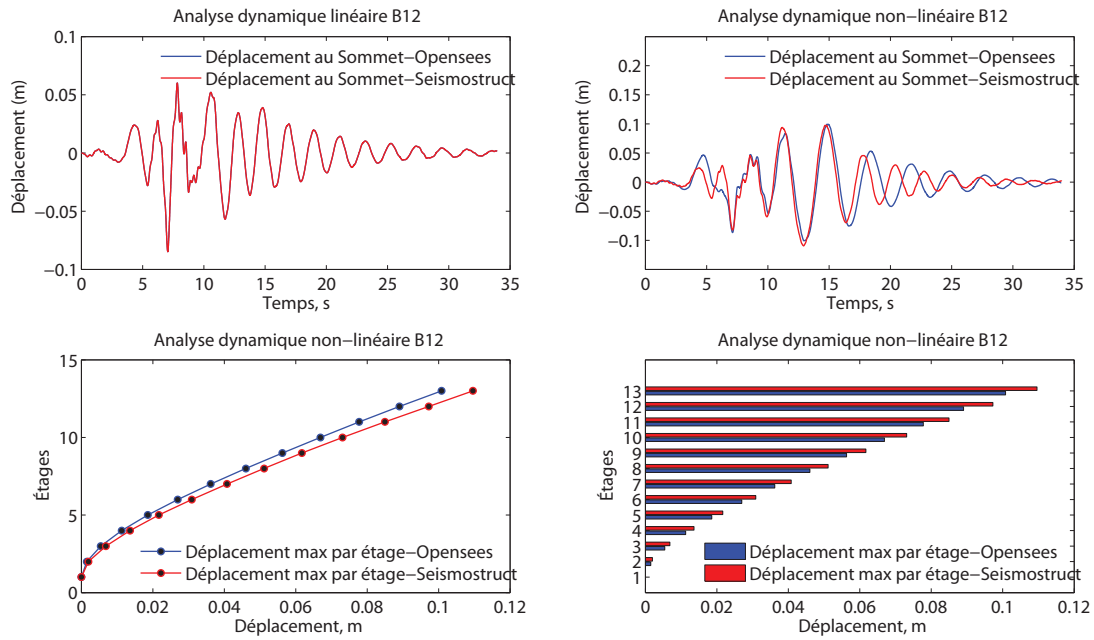


FIG. 6.9 Analyses Dynamiques temporelles, Saguenay B12

Le Tableau 6.5 montre les valeurs des déplacements maximums par étages qui sont aussi très proches.

Tableau 6.5 Déplacement maximum par étage bâtiment B12, Saguenay site Chicoutimi

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.52×10^{-3}	1.96×10^{-3}
3	5.42×10^{-3}	6.86×10^{-3}
4	1.12×10^{-2}	1.36×10^{-2}
5	1.85×10^{-2}	2.16×10^{-2}
6	2.69×10^{-2}	3.08×10^{-2}
7	3.62×10^{-2}	4.08×10^{-2}
8	4.60×10^{-2}	5.11×10^{-2}
9	5.62×10^{-2}	6.17×10^{-2}
10	6.68×10^{-2}	7.31×10^{-2}
11	7.77×10^{-2}	8.49×10^{-2}
12	8.90×10^{-2}	9.72×10^{-2}
13	1.00×10^{-1}	1.09×10^{-1}

Le graphique 6.4 nous montre la rotation en fonction du temps pour le mur B18 avec le séisme d'Impérial Valley.

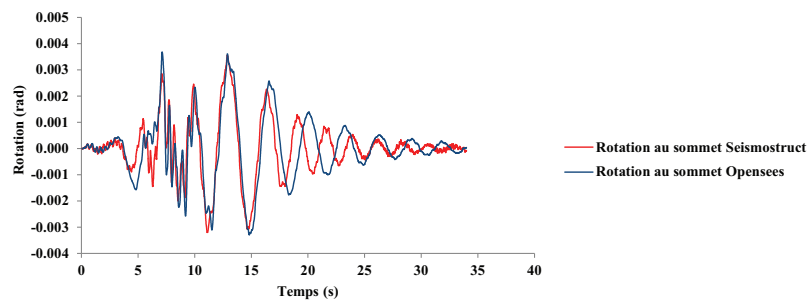


FIG. 6.10 Analyses Dynamiques temporelles, Rotation au sommet, Saguenay B12

Les analyses non linéaires dans le cas du mur B18 nous apprennent que la différence entre les deux logiciels en ce qui concerne le graphique déplacement au sommet en fonction du temps est plus accentué pour le mur B18. Cependant les déplacements maximums par étages sont proches, comme l'indique le Tableau 6.6

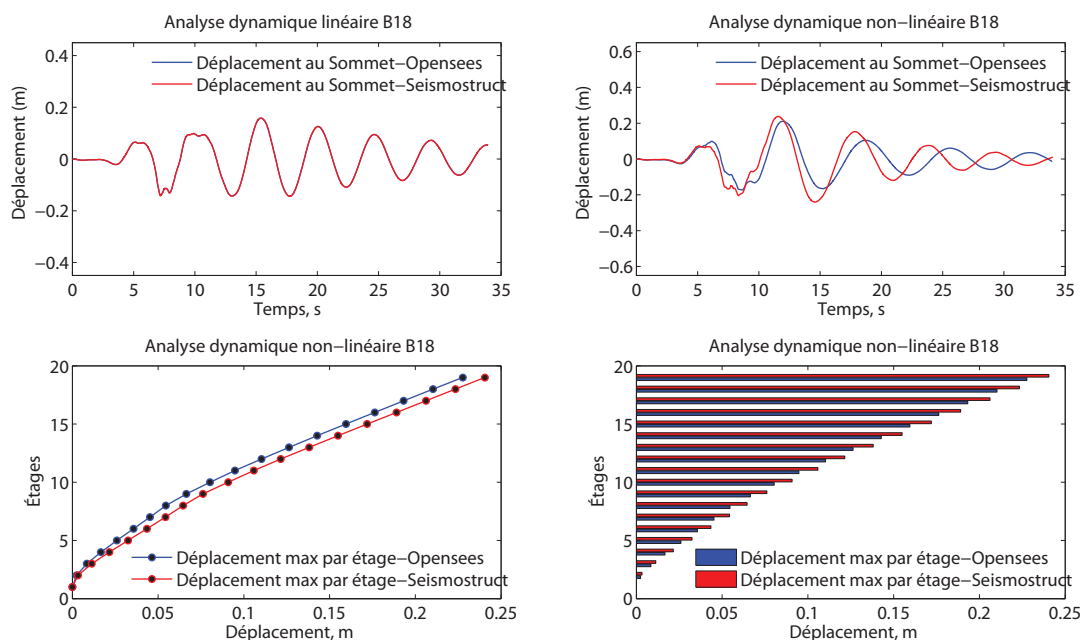


FIG. 6.11 Analyses Dynamiques temporelles, Saguenay B18

Tableau 6.6 Déplacement maximum par étage bâtiment B18, Saguenay site Chicoutimi

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	2.42×10^{-3}	3.28×10^{-3}
3	8.46×10^{-3}	1.13×10^{-3}
4	1.66×10^{-2}	2.15×10^{-2}
5	2.59×10^{-2}	3.24×10^{-2}
6	3.56×10^{-2}	4.34×10^{-2}
7	4.52×10^{-2}	5.42×10^{-2}
8	5.45×10^{-2}	6.45×10^{-2}
9	6.65×10^{-2}	7.60×10^{-2}
10	8.03×10^{-2}	9.08×10^{-2}
11	9.47×10^{-2}	1.05×10^{-2}
12	1.10×10^{-1}	1.21×10^{-1}
13	1.26×10^{-1}	1.38×10^{-1}
14	1.42×10^{-1}	1.54×10^{-1}
15	1.59×10^{-1}	1.71×10^{-1}
16	1.76×10^{-1}	1.89×10^{-1}
17	1.93×10^{-1}	2.06×10^{-1}
18	2.10×10^{-1}	2.23×10^{-1}
19	2.27×10^{-1}	2.40×10^{-1}

Le graphique 6.12 nous montre la rotation en fonction du temps pour le mur B6 avec le séisme de Saguenay pour le mur B18.

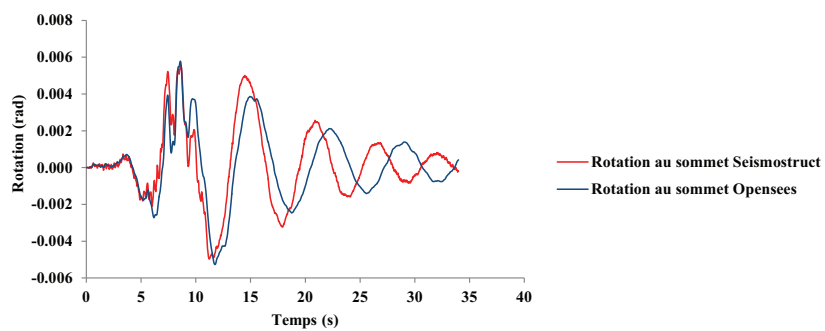


FIG. 6.12 Analyses Dynamiques temporelles, Rotation au sommet, Saguenay B18

Le Tableau 6.7 résume les déplacements maximum obtenus avec les séismes historiques obtenus avec les analyses dynamiques non linéaires pour les modèles B6, B12 et B18. Ce Tableau nous indique que les déplacement obtenu à l'Ouest sont beaucoup plus important que ceux obtenus avec l'Est du Canada.

Tableau 6.7 Déplacement maximum au sommet obtenus avec les séismes historiques

Séismes historiques	Déplacement maximum au sommet (m) Opensees	Déplacement maximum au sommet (m) Séismostruct
Bâtiment B6		
El centro	1.15×10^{-1}	1.31×10^{-1}
Loma prieta	1.16×10^{-1}	1.20×10^{-1}
Northridge	9.96×10^{-2}	1.13×10^{-1}
Parkfield	1.43×10^{-1}	1.48×10^{-1}
Saguenay site Chicoutimi	4.78×10^{-2}	5.15×10^{-2}
Saguenay site Malbaie	4.16×10^{-2}	4.13×10^{-2}
Val des bois	3.97×10^{-2}	4.06×10^{-2}
Bâtiment 12		
El centro	4.73×10^{-1}	4.75×10^{-1}
Loma prieta	4.70×10^{-1}	4.77×10^{-1}
Northridge	4.41×10^{-1}	4.94×10^{-1}
Parkfield	4.63×10^{-1}	5.21×10^{-1}
Saguenay site Chicoutimi	1.00×10^{-1}	1.09×10^{-1}
Saguenay site Malbaie	1.17×10^{-1}	1.07×10^{-1}
Val des bois	1.13×10^{-1}	9.17×10^{-1}
Bâtiment 18		
El centro	5.54×10^{-1}	5.47×10^{-1}
Loma prieta	8.03×10^{-1}	9.35×10^{-1}
Northridge	1.13×10^0	1.08×10^0
Parkfield	8.70×10^{-1}	8.81×10^{-1}
Saguenay site Chicoutimi	2.27×10^{-1}	2.40×10^{-1}
Saguenay site Malbaie	9.68×10^{-2}	1.24×10^{-2}
Val des bois	1.52×10^{-1}	1.29×10^{-1}

Les déplacements inter-étages obtenus les murs B6, B12 et B18 avec les séismes de l'Est ne dépassent pas les déplacements inter-étages limites indiqués le CNBC 2010. Le Tableau 6.8 nous montre les déplacements inter-étages obtenus avec le mur B12.

Tableau 6.8 Déplacements inter-étages séismes historiques (Est), Opensees B12

Séismes	Nahanni	Saguenay	Saguenay	Val-des-Bois	CNBC
historiques		Chicoutimi	Malbaie		2010
	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Étages					
1	0	0	0	0	-
2	0.0019	0.0015	0.0023	0.0018	0.0875
3	0.0049	0.0039	0.0053	0.0047	0.0875
4	0.0071	0.0074	0.0068	0.0067	0.0875
5	0.0087	0.0112	0.0076	0.0081	0.0875
6	0.0098	0.0158	0.0084	0.0089	0.0875
7	0.0106	0.0204	0.0098	0.0092	0.0875
8	0.0110	0.0256	0.0104	0.0094	0.0875
9	0.0113	0.0307	0.0109	0.0095	0.0875
10	0.0119	0.0362	0.0118	0.0103	0.0875
11	0.0136	0.0416	0.0143	0.0135	0.0875
12	0.0141	0.0475	0.0152	0.0152	0.0875
13	0.0144	0.0534	0.0153	0.0161	0.0875

Pour l'Ouest du Canada, les limites préconisées par le CNBC 2010 à savoir 2.5 % de la longueur d'étage est dans certain cas dépassé. Avec le séisme de San Fernando et de Northridge, la limite préconisée par CNBC 2010 a été atteinte pour le mur B18 comme le montre la Figure .

Tableau 6.9 Déplacements inter-étages séismes historiques (Ouést), Opensees B6

Séismes historiques	El Centro	Loma Priera	Northridge	Parkfield	San Fernando	CNBC 2010
	δ_{int} (m)	δ_{int} (m)	δ_{int} (m)	δ_{int} (m)	δ_{int} (m)	δ_{int} (m)
1	0	0	0	0	0	-
2	0.0039	0.0067	0.0060	0.0056	0.0428	0.0875
3	0.0108	0.0163	0.0148	0.0149	0.0956	0.0875
4	0.0162	0.0233	0.0242	0.0225	0.1206	0.0875
5	0.0204	0.0287	0.0323	0.0287	0.1325	0.0875
6	0.0237	0.0329	0.0401	0.0341	0.1389	0.0875
7	0.0260	0.0359	0.0474	0.0386	0.1426	0.0875
8	0.0276	0.0381	0.0551	0.0425	0.1452	0.0875
9	0.0287	0.0395	0.0624	0.0457	0.1472	0.0875
10	0.0292	0.0405	0.0685	0.0485	0.1487	0.0875
11	0.0293	0.0411	0.0745	0.0512	0.1498	0.0875
12	0.0294	0.0416	0.0800	0.0546	0.1505	0.0875
13	0.0302	0.0527	0.0844	0.0586	0.1509	0.0875
14	0.0329	0.0632	0.0877	0.0629	0.1878	0.0875
15	0.0399	0.0662	0.0900	0.0669	0.0713	0.0875
16	0.0468	0.0681	0.0914	0.0703	0.0719	0.0875
17	0.0513	0.0690	0.0922	0.0731	0.0723	0.0875
18	0.0537	0.0695	0.0925	0.0751	0.0724	0.0875
19	0.0550	0.0699	0.0926	0.0763	0.0724	0.0875

6.1.1 Résultats des analyses non linéaires obtenus avec les séismes artificiels

Concernant les analyses avec les séismes artificiels nous avons analysé la totalité des séismes (ESB1, ESB2, ESB3, ESB4) et (WSB1, WSB2, WSB3, WSB4) au total 360 séismes. Ainsi, nous allons

présenter les résultats obtenus avec les séismes sélectionnés ci dessous Tableau 6.10 et 6.11 respectivement pour l'Est et l'Ouest. Une partie des résultats sera présentée dans l'annexe l'Annexe II.

Tableau 6.10 Séismes artificiels pour l'Est

Classes	Noms	Trials	Magnitude	D (km)	PGA(g)
ESB1	F10.7-A315.3	Trial3	6.0M _w	10.70	0.918
ESB2	F21.1-A126.3	Trial1	6.0M _w	21.10	0.231
ESB3	F20.6-A141.7	Trial1	7.0M _w	20.60	0.584
ESB4	F45.2-A85.6	Trial3	7.0M _w	45.20	0.180

Tableau 6.11 Séismes artificiels pour l'Ouest

Classes	Noms	Trial	Magnitude	D(km)	PGA(g)
WSB1	F12.3-A68.8	Trial1	6.5M _w	12.3	0.490
WSB2	F14.6-A330.9	Trial3	6.5M _w	14.6	0.327
WSB3	F15.2-A39.9	Trial3	7.5M _w	15.2	0.722
WSB4	F48.8-A78.6	Trial1	7.5M _w	78.6	0.150

Dans cette section, nous allons comparer les résultats de l'analyse dynamique non linéaire obtenus avec Opensees et Seismostruct pour les séismes artificiels. La Figure 6.13 nous montre les résultats obtenus avec le séisme tiré de la base ESB1 ayant une accélération maximale au sol égale à 0.918 g.

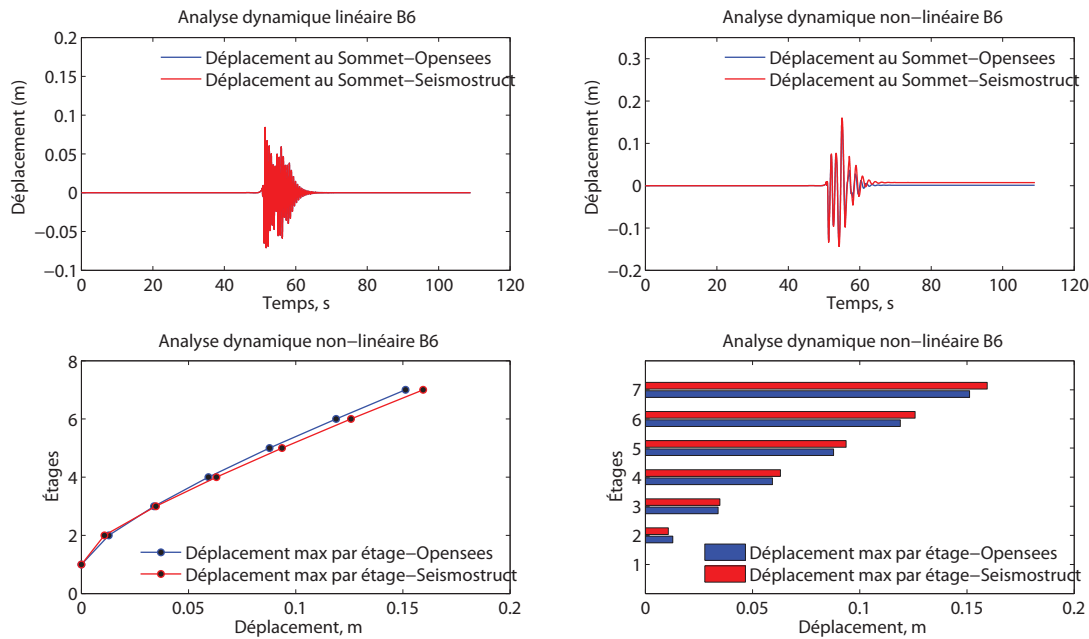


FIG. 6.13 Analyses Dynamiques temporelles, ESB1, F10.7-A315.3, B6

Il nous indique aussi que les déplacements maximum obtenus entre Opensees et Seismostruct dans le domaine non linéaire sont aussi très proches comme dans le cas des analyses avec les séismes historiques.

Le Tableau 6.12, nous montre que les déplacements maximums par étage sont les mêmes entre les logiciels utilisés.

Tableau 6.12 Déplacement maximum par étage bâtiment B6, ESB1, F10.7-A315.3

Etages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.27×10^{-2}	1.06×10^{-2}
3	3.39×10^{-2}	3.47×10^{-2}
4	5.92×10^{-2}	6.30×10^{-2}
5	8.77×10^{-2}	9.36×10^{-2}
6	1.18×10^{-1}	1.25×10^{-1}
7	1.51×10^{-1}	1.59×10^{-1}

Pour l'Ouest du Canada les résultats obtenus avec le séisme artificiel, tiré de base WSB1 ayant une magnitude de 0.49 g nous montre que les analyses non linéaires sont presque confondues. Ce qui va dans le même sens que les résultats précédents voir Figure 6.14.

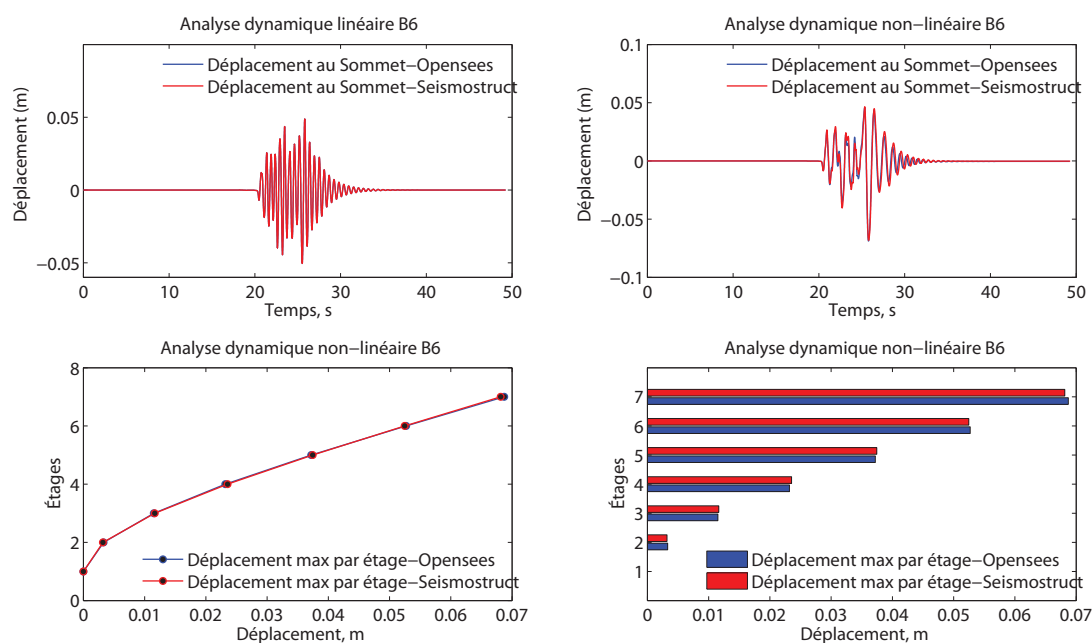


FIG. 6.14 Analyses Dynamiques, B6, WSB1, F12.3-A68.8

Le Tableau 6.13 nous montre que les déplacements maximum obtenus sont aussi proches.

Tableau 6.13 Déplacement maximum par étages bâtiment B6,WSB1, F12.3-A68.8

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	3.30×10^{-3}	3.20×10^{-3}
3	1.15×10^{-2}	1.16×10^{-2}
4	2.31×10^{-2}	2.35×10^{-2}
5	3.72×10^{-2}	3.74×10^{-2}
6	5.26×10^{-2}	5.24×10^{-2}
7	6.87×10^{-2}	6.81×10^{-2}

Le Tableau 6.15 ci-dessous résume les déplacements maximums obtenus avec les quelques séismes artificiels choisis pour être présenter dans cette section.

Tableau 6.14 Déplacement maximum au sommet obtenu avec les séismes artificiels

Séismes artificiels	Déplacement maximum au sommet (m) Opensees	Déplacement maximum au sommet (m) Seismostruct
Bâtiment B6		
ESB1-F10.7-A315.3	1.51×10^{-1}	1.59×10^{-1}
ESB2-F21.1-A126.3	1.11×10^{-1}	1.15×10^{-1}
ESB3-F20.6-A141.7	2.43×10^{-1}	2.60×10^{-1}
ESB4-F45.2-A85.6	6.28×10^{-2}	6.57×10^{-2}
WSB1-F12.3-A68.8	6.87×10^{-2}	6.81×10^{-2}
WSB2-F14.6-A330.9	9.14×10^{-2}	9.17×10^{-2}
WSB3-F15.2-A39.9	1.14×10^{-1}	1.35×10^{-1}
WSB4-F48.8-A78.6	1.15×10^{-1}	1.30×10^{-1}
Bâtiment B12		
ESB1-F10.7-A315.3	2.15×10^{-1}	2.17×10^{-1}
ESB2-F21.1-A126.3	2.67×10^{-1}	2.72×10^{-1}
ESB3-F20.6-A141.7	4.70×10^{-1}	4.71×10^{-1}
ESB4-F45.2-A85.6	3.39×10^{-1}	3.80×10^{-1}
WSB1-F12.3-A68.8	1.48×10^{-1}	1.60×10^{-1}
WSB2-F14.6-A330.9	1.32×10^{-1}	1.32×10^{-1}
WSB3-F15.2-A39.9	3.82×10^{-1}	3.52×10^{-1}
WSB4-F48.8-A78.6	2.54×10^{-1}	2.56×10^{-1}

Tableau 6.15 Déplacement maximum au sommet obtenu avec les séismes artificiels (suite)

Séismes artificiels	Déplacement maximum au sommet (m) OpenSees	Déplacement maximum au sommet (m) Seismostruct
Bâtiment B18		
ESB1-F10.7-A315.3	2.86×10^{-1}	3.07×10^{-1}
ESB2-F10.7-A315.3	2.16×10^{-1}	2.46×10^{-1}
ESB3-F20.6-A141.7	4.60×10^{-1}	4.45×10^{-1}
ESB4-F45.2-A85.6	4.53×10^{-1}	4.81×10^{-1}
WSB1-F12.3-A68.8	1.27×10^{-1}	1.90×10^{-1}
WSB2-F14.6-A330.9	1.84×10^{-1}	2.32×10^{-1}
WSB3-F15.2-A39.9	7.91×10^{-1}	7.94×10^{-1}
WSB4-F48.8-A78.6	6.28×10^{-1}	6.61×10^{-1}

Pour les séismes artificiels la remarque générale est que les analyses dynamiques non linéaires ont montré que les déplacements inter-étages ne dépassent pas les limites préconisées par le CNBC 2010. Le Tableau 6.16 nous montre les déplacements inter-étages obtenus avec les séismes artificiels choisis de l'Ouest.

Tableau 6.16 Déplacements inter-étages séismes artificiels Ouest, Opensees B18

Séismes	WSB1	WSB2	WSB3	WSB4	CNBC
artificiels	F48.8-A78.6	F14.6-A330.9	F15.2-A39.9	F48.8-A78.6	2010
	δ_{inter}	δ_{inter}	δ_{inter}	δ_{inter}	δ_{inter}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Étages					
1	0	0	0	0	-
2	0.0018	0.0022	0.0062	0.0052	0.0875
3	0.0047	0.0053	0.0142	0.0134	0.0875
4	0.0065	0.0068	0.0217	0.0200	0.0875
5	0.0075	0.0077	0.0284	0.0253	0.0875
6	0.0079	0.0093	0.0344	0.0298	0.0875
7	0.0079	0.0097	0.0395	0.0336	0.0875
8	0.0077	0.0099	0.0439	0.0362	0.0875
9	0.0072	0.0103	0.0474	0.0382	0.0875
10	0.0064	0.0108	0.0499	0.0397	0.0875
11	0.0052	0.0105	0.0517	0.0409	0.0875
12	0.0036	0.0101	0.0527	0.0416	0.0875
13	0.0017	0.0097	0.0533	0.0422	0.0875
14	0.0078	0.0093	0.0535	0.0457	0.0875
15	0.0093	0.0136	0.0537	0.0529	0.0875
16	0.0096	0.0143	0.0556	0.0539	0.0875
17	0.0098	0.0145	0.0575	0.0546	0.0875
18	0.0100	0.0148	0.0591	0.0551	0.0875
19	0.0135	0.0152	0.0684	0.0553	0.0875

En résumé, la remarque la plus importante pour cette sous-section est que les résultats obtenus avec l'ensemble des séismes artificiels montrent que les déplacements maximums obtenus entre Opensees

et Seismostruct sont aussi très proches comme l'indiquent les graphiques ci-dessus. le déplacement maximum admissible préconisé par le CNBC 2010 qui est égale à 2.5% de la hauteur d'étage n'est pas atteint pour l'est et pour l'ouest avec les analyses non linéaires des séismes artificiels du à l'intensité de ces séismes qui n'est pas très importante.

6.2 Analyses non linéaires versus méthode simplifiée

Dans cette partie nous comparerons l'analyse non linéaire versus la méthode basée sur l'évaluation directe du déplacement (Bouaanani 2006)

6.2.1 Application de la méthode des déplacements

L'équation permettant de trouver le profil de déplacement latéral cible par étage par la méthode simplifiée est basée sur le profil de déplacement du mode fondamentale (Miranda et Reyes 2002 ; Bouaanani et Alexeva 2006).

$$\Delta_i = \frac{\phi_y h_i^2}{40 h_w^3} (h_i^3 - 10 h_i h_w^2 + 20 h_w^3) + (\theta_n - \frac{3}{8} \phi_y h_w) (h_i - \frac{l_p}{2}) \quad (6.1)$$

avec

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{l_w} = \frac{2 \times 0.002}{6.6} = 0.0006 \quad (6.2)$$

et la rotation nominale vaut

$$\theta_n = \theta_p + \frac{3}{8} \phi_y h_w = 0.008 + \frac{3}{8} h_w \quad (6.3)$$

Ou ϕ_y est courbure plastique du mur, l_w est la longueur de la section des murs 6.6 m, h_w est la hauteur du mur vaut 21 m, 42 m et 63 m, h_i est la hauteur d'étage égale à 3.5 m pour tous les murs et θ_n est la rotation totale. Le déplacement max au sommet s'exprime par l'équation suivante.

$$\Delta_n = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 + (\theta_n - \frac{3}{8} \phi_y h_w) (h_w - \frac{l_p}{2}) \quad (6.4)$$

Le Tableau 6.17 représente le profil cible de déplacements maximum obtenus en appliquant la méthode simplifiée pour les murs B6 .

Tableau 6.17 Déplacements maximums par étage du bâtiment B6 méthode simplifiée

Hauteur (m)	Déplacement Δ_i contrôlé par la rotation (m)	Déplacement Δ_i contrôlé par les drifts(m)
21	0.228	0.465
17.5	0.184	0.377
14	0.139	0.290
10.5	0.096	0.204
7	0.055	0.121
3.5	0.018	0.041
0	0	0

La figure 6.15 nous montre le graphique du profil du déplacement cible obtenu avec des formules simplifiées contrôlé par la rotation versus le profil cible contrôlé par le déplacement inter-étage pour le mur B6.

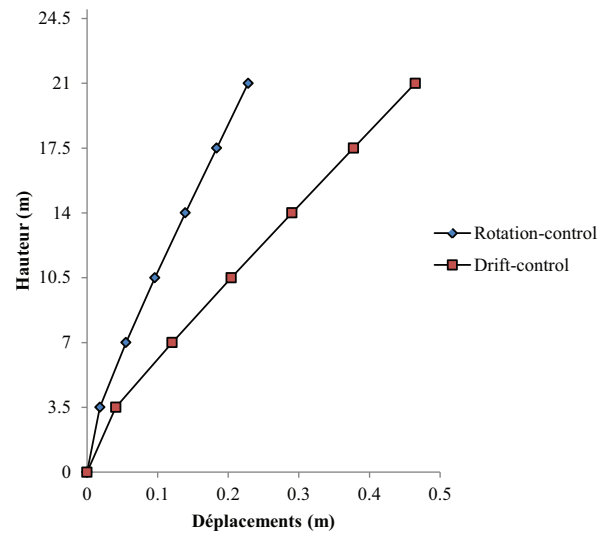


FIG. 6.15 Profil du déplacement cible bâtiment B6

Le Tableau 6.18 nous montre les résultats obtenus avec le mur B12.

Tableau 6.18 Déplacement maximum par étage bâtiment B12 (méthode simplifiée)

Hauteur	Déplacement Δ_i	Déplacement Δ_i
(m)	contrôlé par la rotation (m)	contrôlé par les drifts(m)
42	0.629	0.941
38.5	0.567	0.853
35	0.506	0.766
31.5	0.445	0.679
28	0.385	0.592
24.5	0.325	0.507
21	0.268	0.423
17.5	0.213	0.342
14	0.160	0.264
10.5	0.112	0.189
7	0.068	0.120
3.5	0.030	0.055
0	0	0

La figure 6.16 nous montre le graphique du profil du déplacement cible obtenu avec des formules simplifiées contrôlé par la rotation versus le profil cible contrôlé par le déplacement inter-étage pour le mur B12.

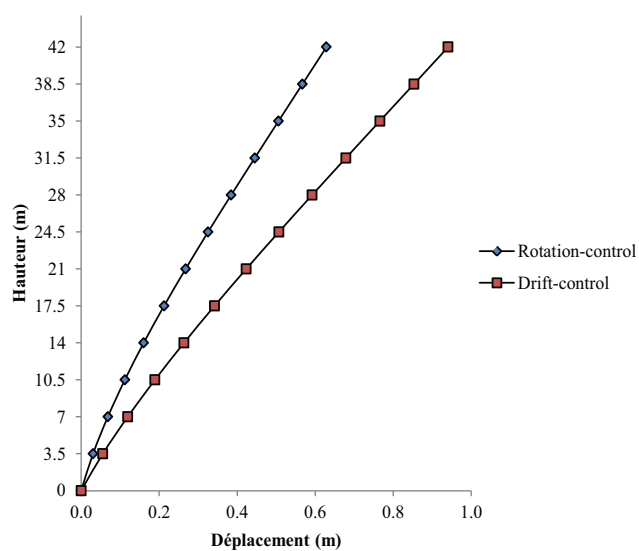


FIG. 6.16 Profil du déplacement cible bâtiment B12

Le Tableau 6.19 représente les résultats obtenus avec le mur B18 en utilisant la méthode simplifiée.

Tableau 6.19 Déplacement maximum par étage bâtiment B12 (méthode simplifiée)

Hauteur (m)	Déplacement Δ_i controlé par la rotation (m)	Déplacement Δ_i controlé par les drifts(m)
63	1.152	1.317
59.5	1.074	1.229
56	0.996	1.142
52.5	0.918	1.055
49	0.841	0.968
45.5	0.763	0.881
42	0.687	0.795
38.5	0.612	0.711
35	0.538	0.628
31.5	0.466	0.546
28	0.397	0.467
24.5	0.330	0.391
21	0.266	0.318
17.5	0.207	0.249
14	0.152	0.185
10.5	0.101	0.125
7	0.057	0.071
3.5	0.018	0.023
0	0	0

La figure 6.17 nous montre le graphique du profil du déplacement cible obtenu avec des formules simplifiées controlé par la rotation versus le profil cible controlé par le déplacement inter-étage pour le mur B18.

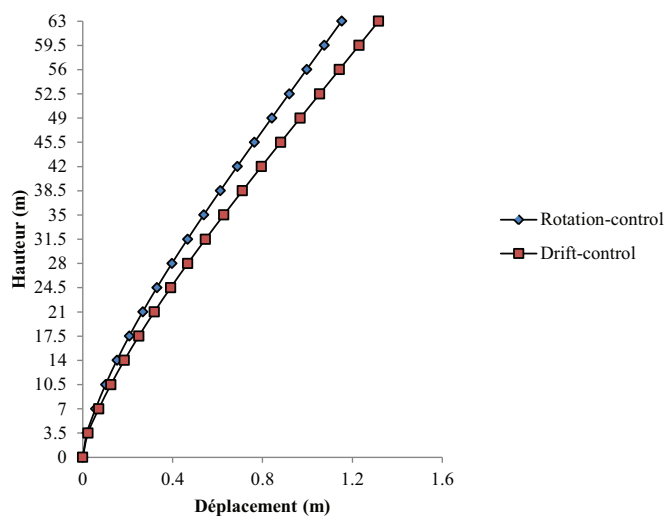


FIG. 6.17 Profil du déplacement cible bâtiment B12

Dans la section qui va suivre nous allons comparer la méthode d'estimation du déplacement cible contrôlé par la rotation en utilisant des formules simplifiées à l'analyse non linéaire des séismes historiques. Le graphique , nous montrent les profils des déplacements maximums par étages des séismes historiques comparés au profil de déplacement obtenu avec la méthode simplifiée pour le mur B6.

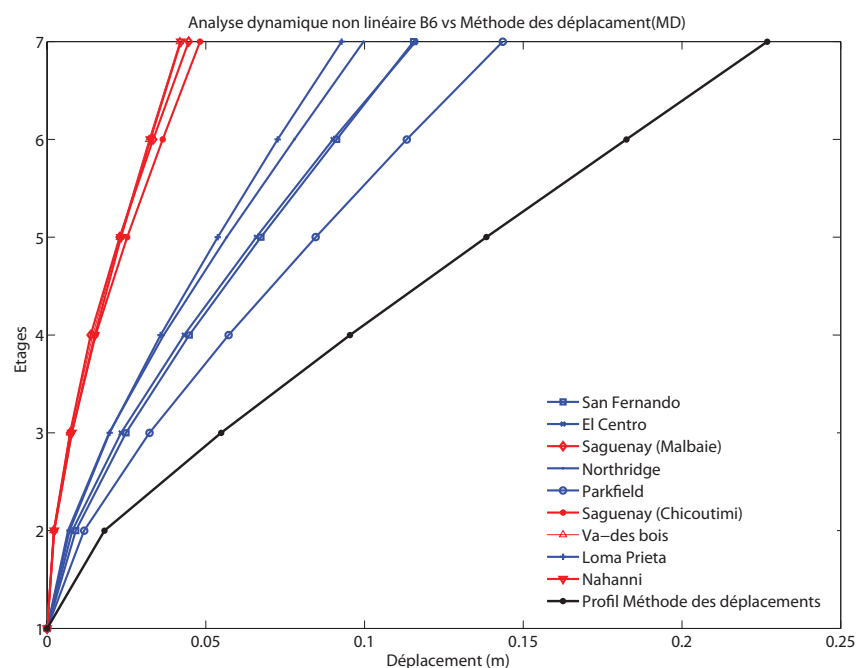


FIG. 6.18 Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (déplacement maximum) mur B6

le graphique 6.18 nous montre aussi que le déplacement maximum obtenu par la méthode simplifiée est plus grand que les déplacements obtenus les séismes historiques. Le Tableau 6.20 nous indique que le déplacement maximum obtenu avec la méthode simplifiée est presque égale au double du déplacement maximum de certains séismes.

Tableau 6.20 Déplacement maximum au sommet(analyse non linéaire)vs méthode des déplacements,Bâtiment B6.

Étages	Déplacement max	Méthode
	Analyse non-linéaire	des déplacements
Événements	(m)	(m)
El Centro	0.115	0.228
Loma Prieta	0.116	0.228
Nahanni	0.044	0.228
Northridge	0.099	0.228
Parkfield	0.143	0.228
Saguenay (Chicoutimi)	0.048	0.228
Saguenay (Malbaie)	0.041	0.228
San Fernando	0.092	0.228
Val-des-Bois	0.042	0.228

Pour le mur B12 nous avons aussi comparé les déplacements maximum par étages issus de la méthode simplifiée versus les déplacements obtenus des séismes historiques voir Figure 6.19.

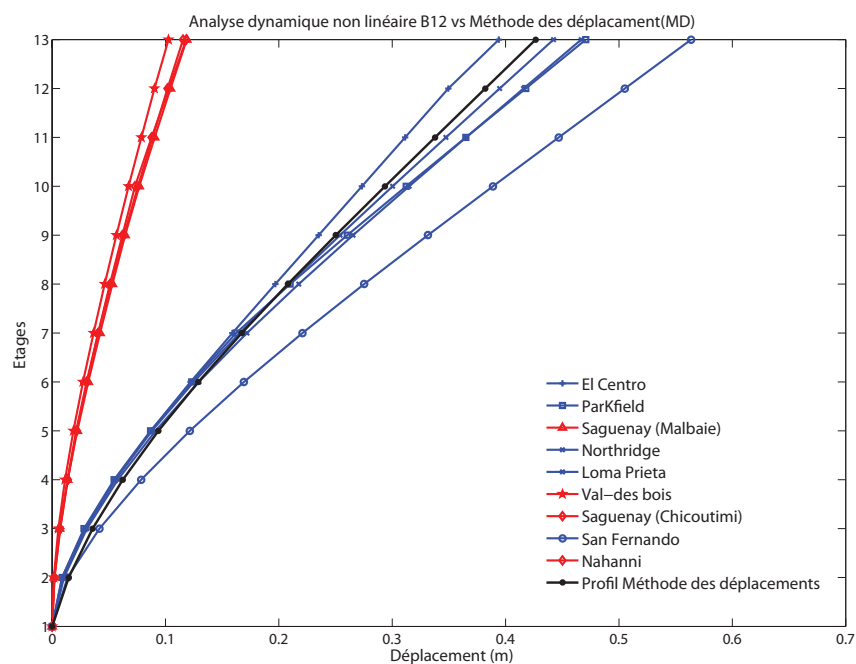


FIG. 6.19 Analyse non linéaire versus méthode des déplacements mur B12

Cette figure nous indique que le profil du déplacement moyen obtenu avec la méthode simplifiée est plus proche des profils de déplacements des séismes de l'Ouest qui sont plus importantes en intensité et qui ont des déplacements beaucoup plus grands que du profil des séismes de l'Est. Les déplacements ont présentés dans le Tableau 6.2.1

Tableau 6.21 Déplacement maximum au sommet(analyse non linéaire)vs méthode simplifiée, B12.

Étages	Déplacement max	Méthode
	Analyse non linéaire	des déplacements
Événements	(m)	(m)
El centro	0.394	0.629
Loma Prieta	0.470	0.629
Nahanni	0.118	0.629
Northridge	0.442	0.629
Parkfield	0.466	0.629
Saguenay (Chicoutimi)	0.102	0.629
Saguenay (Malbaie)	0.118	0.629
San Fernando	0.563	0.629
Val-des-Bois	0.115	0.629

En comparant les déplacements, nous remarquons que certains séismes de l'Ouest ont des déplacements maximum supérieurs aux déplacements obtenus avec la méthode simplifiée. Plus la hauteur du mur est important plus les déplacements des séismes historiques de l'Ouest deviennent plus importante que ceux obtenus avec la méthode simplifiée comme le montre la Figure 6.20 avec le mur B18.

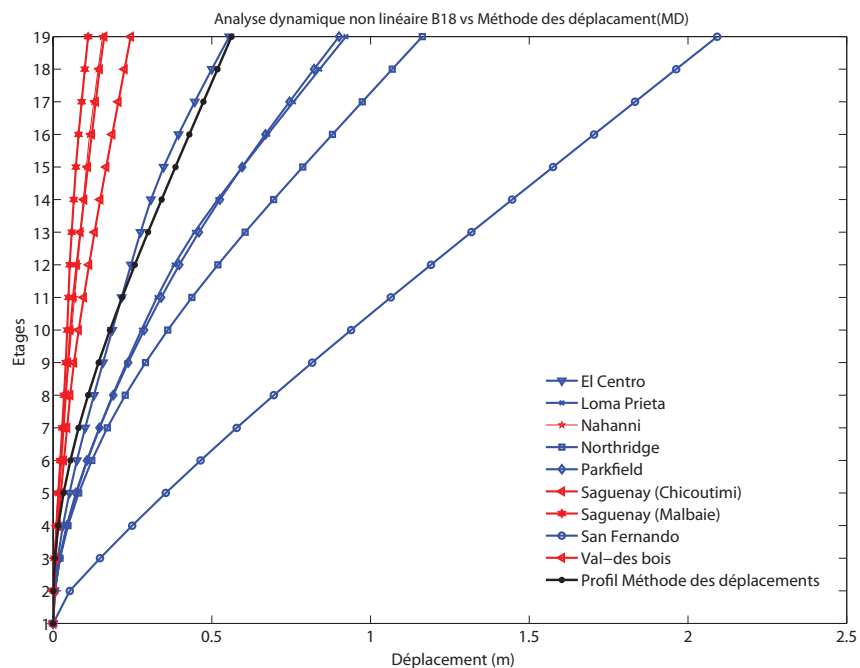


FIG. 6.20 Analyse non linéaire versus méthode des déplacements mur B18

Le Tableau 6.22 montre les valeurs des déplacements obtenus Ce tableau nous montre que les déplacements obtenus pour certains peuvent être le double du déplacement obtenu avec la méthode simplifiée.

Tableau 6.22 Déplacement maximum au sommet(analyse non linéaire)vs méthode simplifiée, B18.

Étages	Déplacement max	Méthode
	Analyse non linéaire	des déplacements
Événements	(m)	(m)
El centro	0.554	1.317
Loma Prieta	0.922	1.317
Nahanni	0.155	1.317
Northridge	1.163	1.317
Parkfield	0.900	1.317
Saguenay (Chicoutimi)	0.244	1.317
Saguenay (Malbaie)	0.110	1.317
San Fernando	2.092	1.317
Val-des-Bois	0.161	1.317

En résumé nous avons remarqué que les séismes historiques de l'Est ont des déplacements plus petits que les déplacements obtenus avec la méthode simplifiée. Nous en déduisons que la méthode est applicable à l'Est pour prédire le profil de déplacement des murs de refends rectangulaires.

Par contre pour l'ouest de l'Amérique du nord cette méthode n'est applicable pour prédire le profil de déplacements que pour le mur B6 car elle fournit des valeurs plus grandes que celles obtenues avec l'analyse non linéaire. Pour le mur B12 aussi la méthode simplifiée peut être appliquée car les déplacements obtenus sont du même ordre de grandeur. Mais pour le mur B18 les déplacements obtenus avec l'analyse non linéaire sont plus grands (le double dans certains cas) que les valeurs obtenus avec la méthode simplifiée. Donc on peut conclure que cette méthode n'est pas applicable pour le mur B18.

Dans ce qui suit,nous allons comparer la méthode basée sur le déplacement avec la totalité des analyses non linéaires des séismes artificiels générés par Atkinson. Les résultats obtenus avec certains séisme seront présentés, le reste des résultats sera présenté dans l'annexe III. La remarque tirée de cette étude est que le profil de déplacement basé sur la méthode simplifié donne des déplacements plus grands que le profil des déplacements obtenus avec les séismes qui appartiennent dans les Base

(ESB1 et ESB3) comme l'indique le Figure III.2.

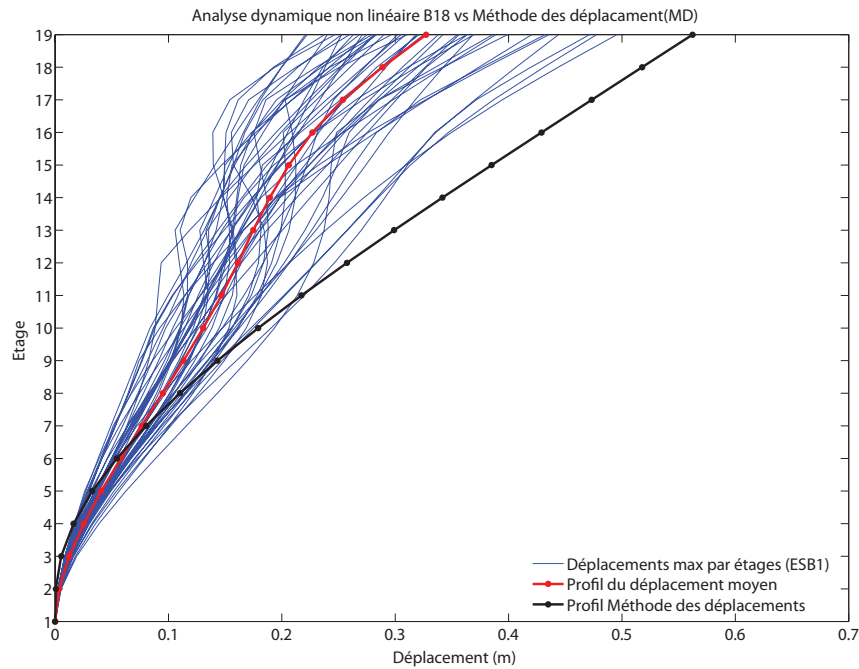


FIG. 6.21 Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (séismes artificiels ESB1) mur B18 (Est)

qui nous montre les courbes comparatives des profils des déplacements des séismes appartenant à la base ESB1 comparés au profil de déplacement tiré de la méthode simplifiée pour le bâtiment B6. Par contre, pour les séismes artificiels issus des bases (ESB1 et ESB2) nous avons remarqué que la méthode simplifiée donne un profil de déplacement inférieur à presque la totalité du profil de déplacement de ces séismes pour les murs B12 et B18.

De cette étude nous en concluons que la méthode simplifiée est applicable pour le mur B6 pour tous les séismes artificiels (ESB1, ESB2, ESB3, ESB4). Par contre pour les murs B12 et B18 la méthode des déplacements est applicable que pour les séismes issus de (ESB1 et ESB2), voir Tableau 6.23. Pour rappel, les séismes qui sont dans les bases (ESB1 et ESB2) ont une magnitude de $6M_w$ et pour profondeur focale 10-20Km pour ESB1 et 15-30Km pour ESB2. Les bases ESB3 et ESB4 ont une magnitude de $7M_w$ et une profondeur focale qui vaut 10-25 Km pour ESB3 et 40-100Km pour ESB4. Pour l'Ouest la méthode des déplacements peut s'appliquer pour le mur B6 et B12 car les déplacements obtenus sont plus grands que le profil de déplacement moyen des séismes. Par contre

pour le mur B18 la remarque faite est que les déplacements max obtenus avec les bases (WSB3, WSB4) avec une magnitude de $7.5M_w$ et une profondeur local de 5-25 Km (WSB3),30-100 Km (WSB4)sont très grands comparés à ceux obtenus avec la méthode de déplacement voir tableau [6.40] voir Tableau 6.24 La hauteur de ces murs explique le fait que la méthode des déplacements ne soit pas applicable dans certains cas de figures. La méthode des déplacements étant basée sur le profil de déplacement de la période fondamentale, pour les murs B12 et B18 avec des modes supérieurs très importants, l'estimation des déplacements avec la méthode simplifiée donne des déplacements moins importants.

Tableau 6.23 Applicabilité Méthode de la méthode simplifiée pour l'Est

Séismes	Magnitude	Profondeur	Méthode
art	M_w	Focal (Km)	depl
ESB1	6	10-20	B6-B12-B18
ESB2	6	15-30	B6-B12-B18
ESB3	7	10-25	B6
ESB4	7	40-100	B6

Tableau 6.24 Applicabilité Méthode de la méthode simplifiée pour l'Ouest

Séismes	Magnitude	Profondeur	Méthode
art	M_w	Focal (Km)	depl
WSB1	6.5	5-15	B6-B12-B18
WSB2	6.5	10-30	B6-B12-B18
WSB3	7.5	5-25	B6-B12
WSB4	7.5	30-100	B6-B12

CHAPITRE 7

ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS RÉSIDUELS

Ce chapitre présente les déplacements résiduels obtenus selon l'analyse non linéaire des bâtiments soumis aux séismes historiques et artificiels décrits précédemment. Les déplacements résiduels obtenus avec le séisme d'El Centro et le séisme de Saguenay seront présentés le reste des résultats sera présenté dans l'annexe IV . À la suite de la présentation des résultats une comparaison sera faite entre les déplacements obtenus avec Opensees et Seismostruct. Puis nous prédirons le déplacement résiduel maximum par étage en fonction du déplacement maximum par étage pour chaque séisme grâce à des courbes de tendance qui nous permettront d'obtenir des équations de polynômes du premier degré. Une courbe de tendance linéaire est une ligne droite pondérée qui est utilisée avec des ensembles de données simples. Les données sont linéaires si le motif des points de données ressemble à une ligne. La fiabilité d'une courbe de tendance se rapporte à son coefficient de corrélation R^2 qui doit être proche de 1.

7.1 Estimation des déplacements résiduels des murs de refends rectangulaires

Dans cette section nous allons étudier les déplacements résiduels maximums des séismes en utilisant Opensees et Seismostruct afin de savoir si ces deux logiciels donnent les mêmes grandeurs. La remarque récurrente de cette étude est que les différences entre les deux logiciels utilisés sont très importantes comme le montre la Figure 7.1 obtenu le séisme d'El Centro pour le mur B6 dans la majeure partie des cas.

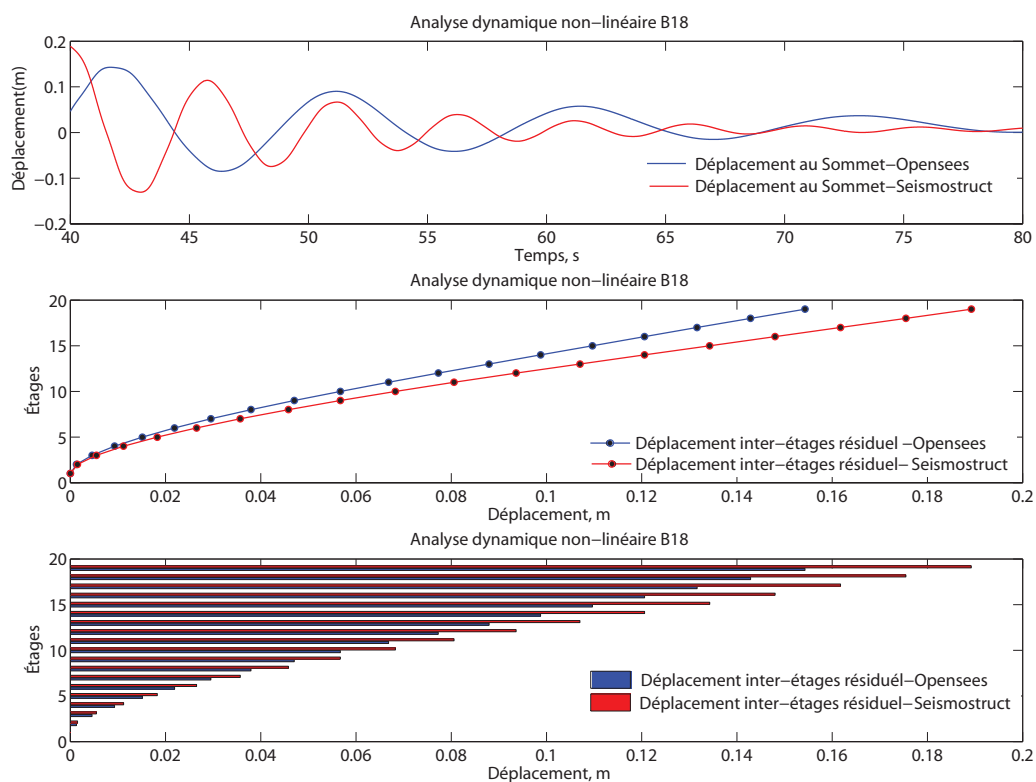


FIG. 7.1 Déplacements résiduels maximum, El Centro B18 (Opensees vs Seismostruct)

La figure 7.1, nous montre que les deux courbes distinctes obtenus avec ce graphique nous montre que les Opensees et Seismostruct donnent des résultats très différents. Les valeurs des déplacements résiduels maximums sont indiquées dans le Tableau 7.1.

Tableau 7.1 Déplacement résiduel maximum par étages B18 (Opensees vs Seismostruct), El centro

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	0.001	0.001
3	0.004	0.005
4	0.009	0.011
5	0.015	0.018
6	0.021	0.026
7	0.029	0.035
8	0.037	0.045
9	0.047	0.056
10	0.056	0.068
11	0.066	0.080
12	0.077	0.093
13	0.088	0.107
14	0.098	0.120
15	0.109	0.134
16	0.120	0.148
17	0.131	0.161
18	0.142	0.175
19	0.154	0.189

Le Tableau 7.2 nous montre que le ratio entre le déplacement maximum par étage et le déplacement résiduel maximum par étage pour le mur B18 tourne au tour de 30% avec le Opensees.

Tableau 7.2 Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), El centro, B18

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	0.001	0.004	30.39
3	0.005	0.016	28.69
4	0.009	0.033	27.80
5	0.015	0.055	27.31
6	0.022	0.081	27.13
7	0.030	0.108	27.26
8	0.038	0.137	27.65
9	0.047	0.167	28.20
10	0.057	0.197	28.85
11	0.067	0.226	29.52
12	0.077	0.256	30.15
13	0.088	0.286	30.71
14	0.099	0.317	31.14
15	0.110	0.355	30.89
16	0.121	0.398	30.30
17	0.132	0.445	29.59
18	0.143	0.495	28.87
19	0.154	0.547	28.20

avec le logiciel Seismostruct le ratio tourne autour de 35 % comme le montre la Figure 7.3.

Tableau 7.3 Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Seismostruct),El centro,B6

Étages	Seismostruct	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0.000	0.000	0
2	0.002	0.005	30.07
3	0.005	0.018	30.70
4	0.011	0.037	30.56
5	0.018	0.059	30.75
6	0.027	0.085	31.20
7	0.036	0.112	31.86
8	0.046	0.140	32.68
9	0.057	0.169	33.64
10	0.068	0.197	34.63
11	0.081	0.226	35.71
12	0.094	0.254	36.80
13	0.107	0.284	37.64
14	0.121	0.319	37.81
15	0.134	0.359	37.42
16	0.148	0.404	36.68
17	0.162	0.451	35.83
18	0.175	0.501	35.02
19	0.189	0.552	34.29

Afin d'estimer le déplacement résiduel maximum par étage nous avons tracé les courbes de tendances linéaires obtenues en traçant les graphes des déplacements résiduels maximum en fonction des déplacements maximums par étage obtenus avec Opensess et Seismostruct. La Figure 7.2, nous montre les équations de polynome obtenus.

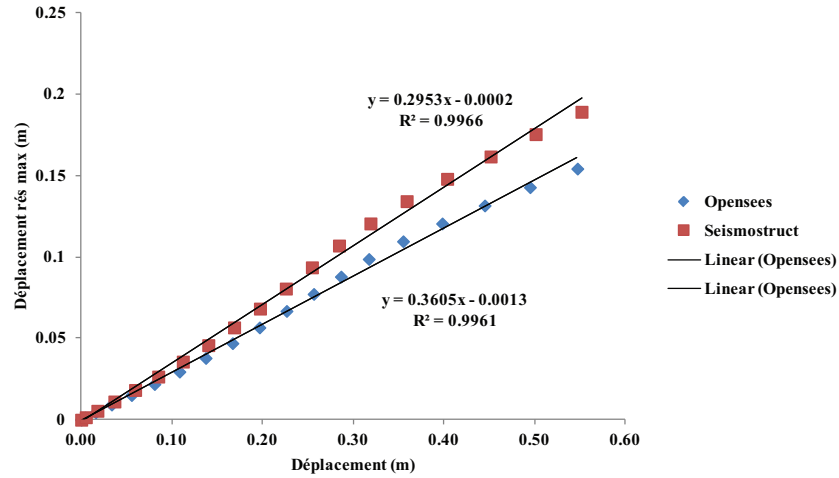


FIG. 7.2 Déplacement résiduel maximum en fonction du déplacement maximum, El Centro B18 (Opensees vs Seismo)

Le graphique précédent, nous montre que le facteur R^2 est proche de 1, pour les équations obtenus avec Opensees et Seismostruct. Pour le séisme de Saguenay site (Chicoutimi), les résultats obtenus pour le modèle B18, sont présentés sur la Figure 7.3 qui montre les courbes du déplacement résiduel max au sommet en fonction du temps et des déplacements résiduels maximum par étage comparant Opensees versus Seismostruct.

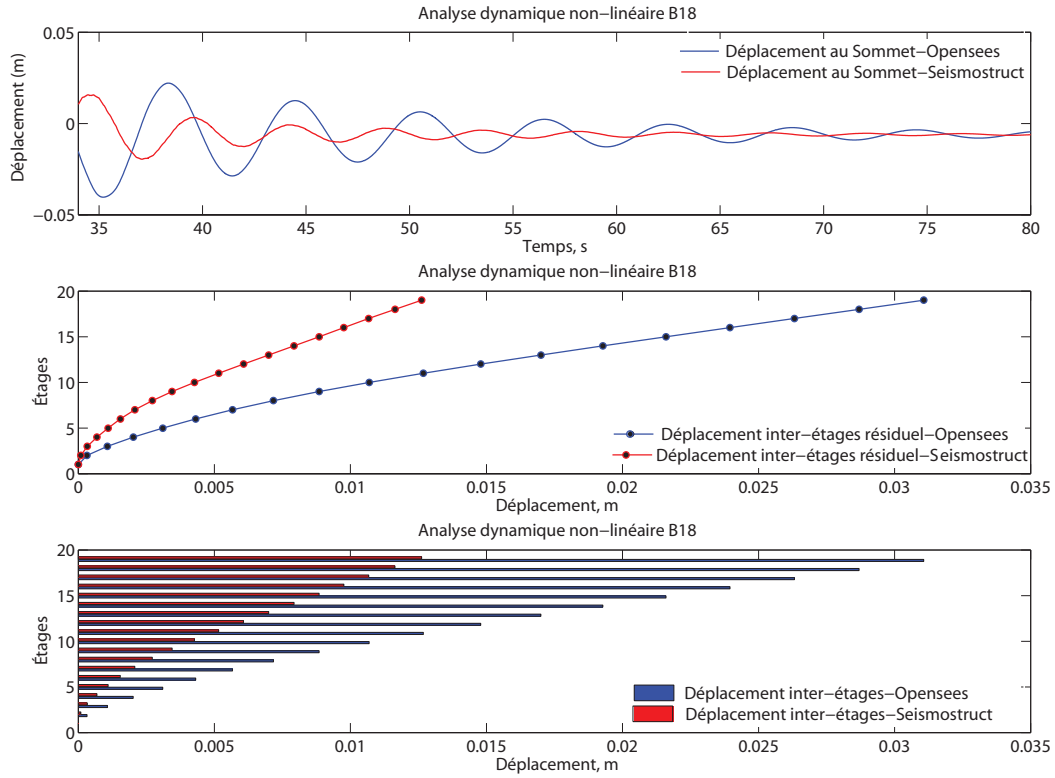


FIG. 7.3 , Saguenay (Chicoutimi) B18 (Opensees vs Seismostruct)

Le graphique 7.3 nous montre que comme dans le premier cas que les courbes obtenues diffèrent entre Opensees et Seismostruct. Le Tableau 7.4 permet de voir que les valeurs obtenues avec Opensees sont plus beaucoup plus importantes que celles obtenues avec Seismostruct.

Tableau 7.4 Déplacement résiduel maximum par étages bâtiment B18, Saguenay (Chicoutimi)

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	0.002	0.003
3	0.008	0.011
4	0.017	0.022
5	0.026	0.032
6	0.036	0.043
7	0.045	0.054
8	0.055	0.065
9	0.067	0.076
10	0.080	0.091
11	0.095	0.106
12	0.110	0.122
13	0.126	0.138
14	0.143	0.155
15	0.159	0.172
16	0.176	0.189
17	0.193	0.206
18	0.210	0.223
19	0.228	0.241

Avec Opensees nous remarquons que les déplacements résiduels maximums par étage tourne autour de 13% comme le montre le Tableau 7.5.

Tableau 7.5 Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), Saguenay (Chicoutimi), B18

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	0.006	0.0002	13.19
3	0.008	0.001	12.60
4	0.017	0.002	12.11
5	0.026	0.003	11.96
6	0.036	0.004	12.12
7	0.045	0.006	12.51
8	0.055	0.007	13.15
9	0.067	0.009	13.30
10	0.080	0.011	13.31
11	0.095	0.013	13.38
12	0.110	0.015	13.41
13	0.126	0.017	13.45
14	0.143	0.019	13.50
15	0.159	0.022	13.54
16	0.176	0.024	13.58
17	0.193	0.026	13.62
18	0.210	0.029	13.64
19	0.228	0.031	13.65

par contre les déplacements résiduels maximum par étages obtenus avec Seismostruct sont très petits comparés aux résultats obtenus avec Opensees voir Figure 7.6.

Tableau 7.6 Déplacement résiduel max versus Déplacement maximum (Seismostruct), Saguenay (Chicoutimi), B18

Étages	Opensees	Opensees	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0.000	0.000	0.00
2	0.003	0.000	0.00
3	0.011	0.000	2.94
4	0.022	0.001	3.18
5	0.032	0.001	3.37
6	0.043	0.002	3.55
7	0.054	0.002	3.82
8	0.065	0.003	4.21
9	0.076	0.003	4.53
10	0.091	0.004	4.70
11	0.106	0.005	4.87
12	0.122	0.006	5.00
13	0.138	0.007	5.07
14	0.155	0.008	5.12
15	0.172	0.009	5.15
16	0.189	0.010	5.16
17	0.206	0.011	5.18
18	0.223	0.012	5.21
19	0.241	0.013	5.25

Les polynômes ci-dessous présentés dans la Figure 7.1 permettent d'estimer le déplacement résiduel maximum par étage.

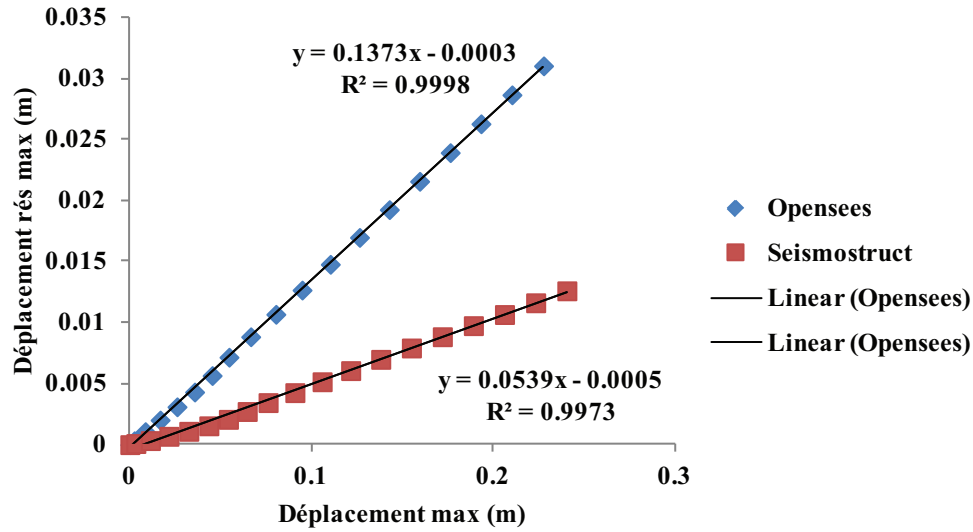


FIG. 7.4 Déplacement résiduel maximum en fonction du déplacement maximum, Saguenay (Chicoutimi) B12 (Opensees vs Seismostruct)

L'estimation des déplacements résiduels entre Opensees et Seismostruct dans la majeure partie des cas donne des valeurs très différentes entre les deux logiciels. Cependant dans certains cas les déplacements résiduels obtenus par étages sont du même ordre de grandeur comme le montre 7.1. Ainsi les équations obtenus sont très proches.

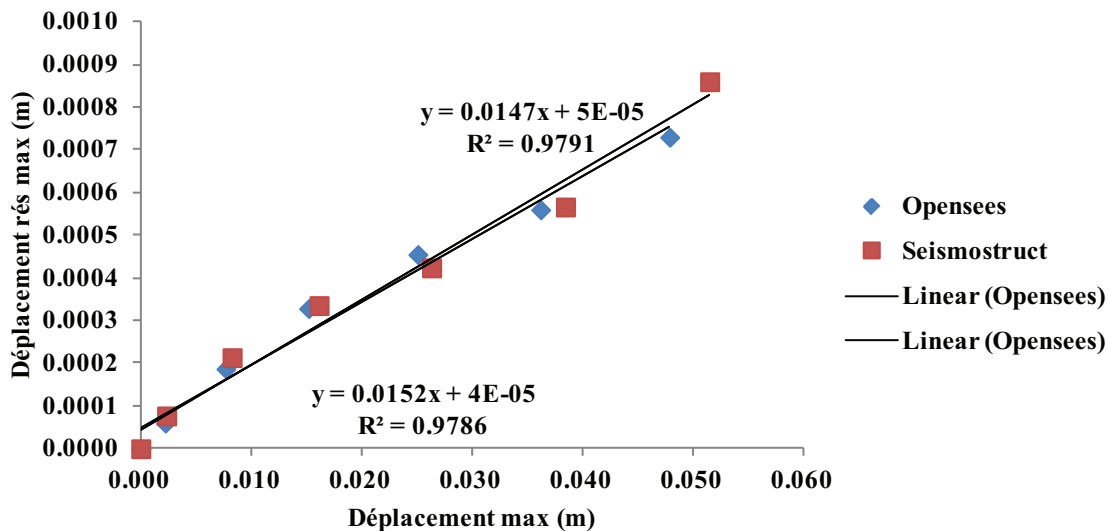


FIG. 7.5 Déplacement résiduel maximum en fonction du déplacement maximum, Saguenay (Chicoutimi) B12 (Opensees vs Seismostruct)

La Tableau 7.7 nous montre que les valeurs obtenus dans le cas du séisme de Saguenay site (Chicoutimi), donne des résultats très proches entre Opensees et Seismostruct

Tableau 7.7 Déplacement résiduel maximum par étage bâtiment B6, Saguenay (Chicoutimi)

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	0.00006	0.00008
3	0.00019	0.00021
4	0.00033	0.00035
5	0.00046	0.00042
6	0.00056	0.00059
7	0.00073	0.00086

Les Tableaux 7.8 et , nous montre que les ratios du déplacement résiduel maximum par étage divisé par le déplacement résiduel maximum entre Opensees et Seismostruct sont très proches.

Tableau 7.8 Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), Saguenay (Chicoutimi), B6

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	0.0001	0.0022	2.70
3	0.0002	0.0077	2.43
4	0.0003	0.0152	2.16
5	0.0005	0.0251	1.81
6	0.0006	0.0362	1.55
7	0.0007	0.0479	1.52

Tableau 7.9 Déplacement résiduel maximum versus Déplacement maximum (Opensees), Saguenay (Chicoutimi), B6

Étages	Seismostrut	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	0.0001	0.0022	2.70
3	0.0002	0.0077	2.43
4	0.0003	0.0152	2.16
5	0.0005	0.0251	1.81
6	0.0006	0.0362	1.55
7	0.0007	0.0479	1.52

Cette étude portant sur l'estimation du déplacement résiduel en utilisant Opensees et Seismostruct nous à permis de tirer les conclusions suivantes :

- La première remarque faite est que les déplacements résiduels maximum obtenus entre Opensees et Séismostruct sont très différents dans la majeure partie des cas ceci peut s'expliquer par plusieurs raisons :Par le pas de temps utiliser.Plusieurs études ont montré que les éléments fibres ne sont pas la meilleure discrétisation pour estimer les déplacement résiduels.Cependant dans certains cas de séismes les déplacements résiduels par étage sont du même ordre de grandeur ce qui nous amène à dire que le type de séisme et la hauteur du mur ont un effet sur l'estimation des déplacements résidués.
- Pour les séismes de l'Ouest les déplacements résiduels maximum obtenus pour le mur B6 valent à peu près 6 % du déplacement maximum, 7 % du déplacement maximum pour le mur B12 et 32 % du déplacement maximum pour le mur B18 pour tous les séismes de l'ouest.
- A l'Est les déplacement résiduels sont plus petits et la différence entre Opensees et Seismostruct devient plus accentuée en fonction de la longueur d'étage. Cette différence peut s'expliquer par la richesse en fréquence des séismes de l'Est. Ainsi pour l'Est il est plus difficile d'avoir une bonne estimation des déplacements résiduels vu la différence des résultats entre les logiciels.
- Les courbes de tendances obtenus ont un facteur de corrélation R^2 qui est très proche de 1 ce qui

nous permet de valider les équations obtenus permettant d'estimer les équations trouvées.

CHAPITRE 8

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

8.1 Principales conclusions

Dans le but d'étudier les déplacements sismiques des murs de refend rectangulaires en béton armé ductiles, nous avons effectué plusieurs séries d'analyses dynamiques temporelles avec plus de 400 séismes artificiels et historiques en utilisant deux logiciels d'éléments de fibres Opensees et Seismostruct. Pour ce faire nous avons effectué les analyses sur trois modèles de murs de refend provenant de six bâtiments à 6, 12 et 18 étages situés à Montréal et à Vancouver. Les séismes ont été choisis et ajustés sur les spectres de dimensionnement de Montréal et de Vancouver. Dans cette étude seule la composante horizontale a été prise en compte. Des éléments fibres ont été utilisés pour discrétiser les sections des murs incluant les armatures.

Les résultats des analyses modales ont d'abord permis de valider les différents modèles numériques des murs dans le domaine linéaire. Les résultats des analyses dynamiques temporelles non-linéaires ont permis de tirer les conclusions suivantes allant dans le sens de répondre à la problématique posée dans ce projet.

- La modélisation par élément fibres est une discrétisation efficace pour estimer le déplacement sismique des murs de refend rectangulaires. Les logiciels Opensees et Seismostruct sont capables de prédire la réponse maximum des murs de refend soumis à des charges sismiques et donnent des valeurs de la réponse qui sont dans le même ordre de grandeur. Les déplacements inter-étages obtenus ne dépassent pas la limite préconisée par le CNBC 2010.
- La méthode simplifiée d'estimation des déplacements peut être une alternative aux méthodes traditionnelles dans certains cas. Son efficacité est étroitement liée à la hauteur du bâtiment. Cette méthode étant basée sur le profil de déplacement du premier mode ne donne pas une bonne estimation des déplacements maximums des bâtiments trop élancés en raison de l'influence des modes supérieurs.
- L'estimation des déplacements résiduels par les éléments fibres est très complexe. Les deux logiciels Seismostruct et Opensees donnent des résultats très différents dans certains cas.
- Les équations de droites obtenus qui expriment le déplacement résiduel maximum en fonction des déplacements maximums peuvent être utilisées pour estimer le déplacement résiduel maximum

par étage. Elles sont cependant propres à chaque séisme et dépendent de la hauteur des murs.

8.2 Recommandations pour les recherches futures

- Effectuer des analyses dynamiques temporelles avec des modèles d'éléments finis et comparer les résultats obtenus entre éléments finis et éléments fibres.
- Valider les équations obtenus pour l'estimation des déplacements résiduels maximum en réalisant des essais au laboratoire.
- Prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure.

RÉFÉRENCES

- Abrahamson, N.A. 1998. Non-stationary spectral matching program RSPMATCH. Pacific Gas Electric Internal Report, February , San Francisco, USA.
- ADAMS, J., BASHAM, P. 1989. The Seismicity and Seismotectonics of Canada East of Cordillera. Geoscience Canada, Vol. 16(1), pp. 3-16.
- Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 36(6), pp. 991-1000.
- Atkinson, G.M. et Beresnev, I.A. 1998. Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, pp. 305-318.
- Atkinson, G.M. 1984. Attenuation of strong ground motion in Canada from a random vibrations approach. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 74(6), pp. 2629-2653.
- Bouaanani, N. et Alexieva, K. 2006. Displacement-based seismic design of shear walls submitted to Eastern Canada seismic hazard. First international Structural Speciality Conference. May 23-26. Calgary, Alberta.
- Chopra, A.K. 2001. Dynamics of structures. Second edition, Prentice hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- Chopra, A.K et Goel, R.K. 2001. Direct displacement base design : use of inelastic vs elastic design spectrum. Earthquake spectra, Vol. 15(4), pp. 637-656.
- Commission Géologique du Canada. 2008. Séismes Canada, Ressources Naturelles Canada. www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/index-fra.php.
- Carr, A.J. 2003. Ruaumoko-inelastic dynamic analysis program. University of Canterbury, Christchurch, New Zeland.
- Design of concrete structures, CSA 23.3-04. Canadian Standards Association, Ottawa, Ontario.
- Pampanin, S., Christopoulos, C., et Priestley, M. N. 2003. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations. Part II : Multi-degree of freedom systems. Journal of Structural Engineering, Vol 7(1), pp. 119-147.
- Enrique, M. 1997. Confined concrete model under cyclic load." Materials and Structures, Vol. 30, April 1997, pp. 139-147.

Elnashai A.S et S. Antoniou 2006. Assessment of behaviour factors in EC8 including shear supply-demand considerations displacements of rc structures. 11th European Conference on Earthquake Engineering © 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 982 3.

Filiatrault. 1996. Element de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. éditions école polytechnique de montréal.

Filippou, F. C. 1996. FEDEAS nonlinear static et dynamic analysis from research to practice. Proceedings of the 1996 12th Conference on Analysis and Computation, Chicago, IL pp. 31-42 ASCE New York NY USA.

McKenna, F., Fenves, G.L., Soot, M.H. 2008. Open System for Earthquake Engineering Simulation : Opensees. Pacific Earthquake Research Center (PEER), University of California, Berkeley-www.opensees.berkeley.edu.

Lilhanand, K., et W.S. Tseng (1987). Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping design response spectra, in Proceedings, 9th Structural Mechanics in Reactor Technology, K2/10, Lausanne, Switzerland, pp. 105-110.

Lilhanand, K., et W.S. Tseng (1988). Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple-damping design spectra, in Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.(2), Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 819-824.

Miranda, E. et Reyes, C.J. 2002. Évaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacements demands. Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 31(3), pp. 539-560.

Mahin, S., et Bertero. 1981. An evaluation of inelastic seismic design spectra. Journal of Structural Engineering, Vol. 107(ST9), pp. 1777-1795.

Ridell, R. et Newmark, M.N. 1970. Force-deformation models for nonlinear analysis. Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 105(12), pp. 8-2773.

Response-2000, Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory. Evan Bentz at Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.

Park, R., Priestley, M. J. N., Gill, W. D. 1982. Ductility of square-confined concrete columns. Journal of Structural Engineering, Vol. 108(4), pp. 929-950.

Seismosoft. 2011. Earthquake engineering software solutions. www.seismosoft.com.

Taucer, F. F., Spacone, E., Filippou, F. C. 1991. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

Vecchio, F. J. 2000. Disturbed stress field model for reinforced concrete Journal of Structural Engineering, Vol. 126(9).

Yazgan,Dazio. 2006. Comparison of different finite element modeling approaches in terms of estimating the residual displacements of rc structures.” Proc., 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA Paper No. 309.

Yazgan U. et Dazio A. 2011. Simulating Maximum and Residual Displacements of RC Structures : II. Sensitivity, Earthquake Spectra, Vol. 25, pp. 1203-1218.

Sarah L. and Won K.Lee. 2010. Modeling residual displacement of concrete Bridge columns under Earthquake Loads Using Fiber elements. Journal of bridge Engineering Vol. 15(3), May 1, 2010, pp. 240-249.

ANNEXE I

ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS RÉSIDUELS

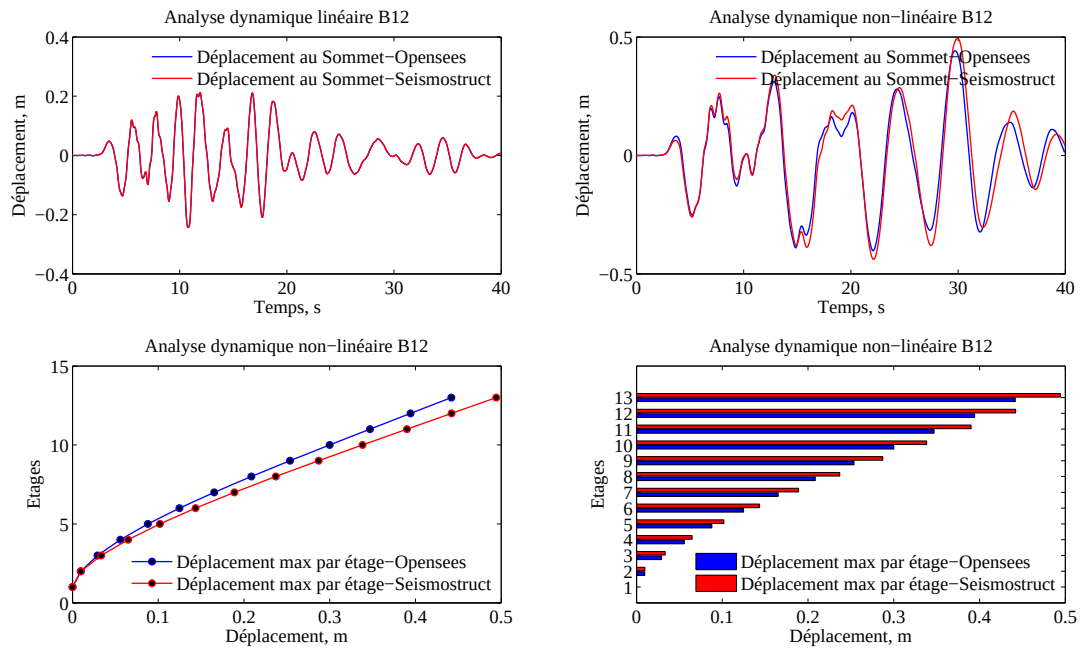


FIG. I.1 Analyse Dynamique, Northridge B12

Tableau I.1 Déplacement maximum par étage bâtiment B12, Northridge

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	9.67×10^{-3}	9.73×10^{-3}
3	2.92×10^{-2}	3.34×10^{-2}
4	5.57×10^{-2}	6.48×10^{-2}
5	8.79×10^{-1}	1.43×10^{-1}
7	1.65×10^{-1}	1.88×10^{-1}
8	2.08×10^{-1}	2.37×10^{-1}
9	2.53×10^{-1}	2.87×10^{-1}
10	2.99×10^{-1}	3.38×10^{-1}
11	3.46×10^{-1}	3.90×10^{-1}
12	3.94×10^{-1}	4.42×10^{-1}
13	4.41×10^{-1}	4.94×10^{-1}

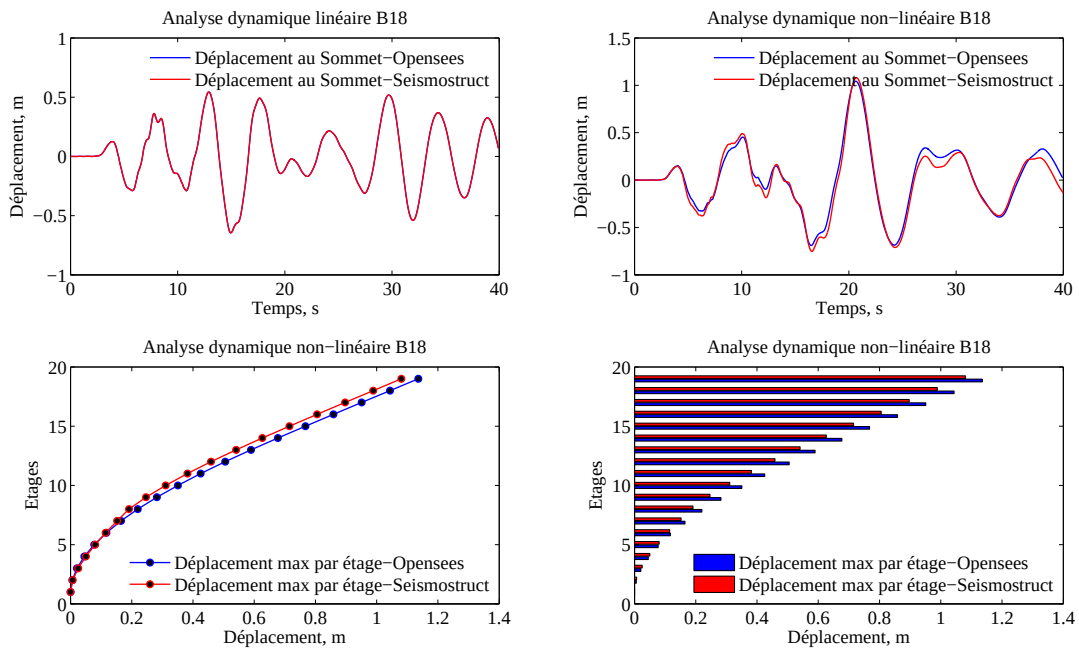


FIG. I.2 Analyse Dynamique, Northridge B18

Tableau I.2 Déplacement maximum par étage bâtiment B18, Northridge

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	5.95×10^{-3}	7.24×10^{-3}
3	2.07×10^{-2}	2.53×10^{-2}
4	4.50×10^{-2}	5.03×10^{-2}
5	7.73×10^{-2}	8.05×10^{-2}
6	1.17×10^{-1}	1.14×10^{-1}
7	1.64×10^{-1}	1.52×10^{-1}
8	2.19×10^{-1}	1.90×10^{-1}
9	2.82×10^{-1}	2.46×10^{-1}
10	3.50×10^{-1}	3.10×10^{-1}
11	4.25×10^{-1}	3.81×10^{-1}
12	5.05×10^{-1}	4.58×10^{-1}
13	5.89×10^{-1}	5.40×10^{-1}
14	6.77×10^{-1}	6.26×10^{-1}
15	7.67×10^{-1}	7.15×10^{-1}
16	8.58×10^{-1}	8.05×10^{-1}
17	9.50×10^{-1}	8.96×10^{-1}
18	1.04×10^0	9.88×10^{-1}
19	1.13×10^0	1.08×10^0

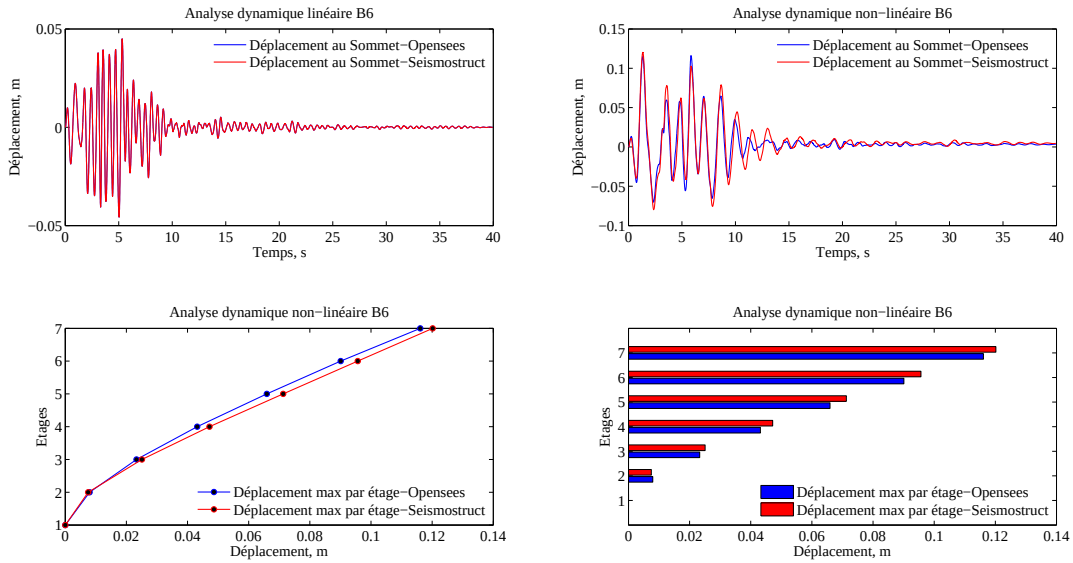


FIG. I.3 Analyse Dynamique, Loma prieta B6

Tableau I.3 Déplacement maximum par étage bâtiment B6, Loma Prieta

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	7.94×10^{-3}	7.49×10^{-3}
3	2.32×10^{-2}	2.50×10^{-2}
4	4.31×10^{-2}	4.71×10^{-2}
5	6.59×10^{-2}	7.12×10^{-2}
6	9.00×10^{-2}	9.56×10^{-2}
7	1.16×10^{-1}	1.20×10^{-1}

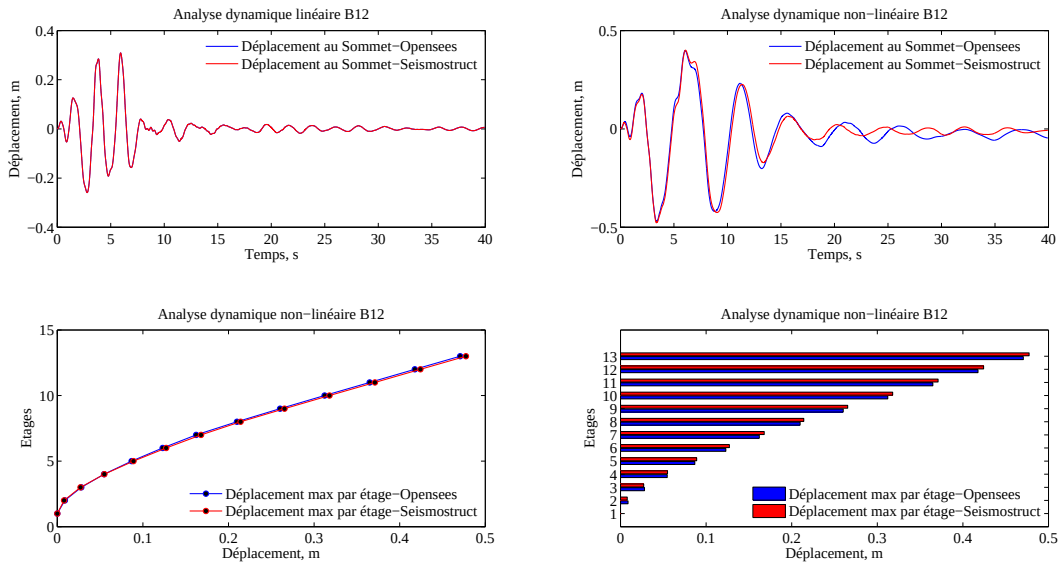


FIG. I.4 Analyse Dynamique,Loma prieta B12

Tableau I.4 Déplacement maximum par étage bâtiment B12, Loma Prieta

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	8.90×10^{-3}	7.89×10^{-3}
3	2.80×10^{-2}	2.719×10^{-2}
4	5.46×10^{-2}	5.49×10^{-2}
5	8.68×10^{-2}	8.90×10^{-2}
6	1.23×10^{-2}	1.27×10^{-1}
7	1.62×10^{-1}	1.67×10^{-1}
8	2.09×10^{-1}	2.14×10^{-1}
9	2.60×10^{-1}	2.65×10^{-1}
10	3.12×10^{-1}	3.18×10^{-1}
11	3.64×10^{-1}	3.71×10^{-1}
12	4.17×10^{-1}	4.24×10^{-1}
13	4.70×10^{-1}	4.77×10^{-1}

Tableau I.5 Déplacement maximum par étage bâtiment B6, Saguenay (Malbaie)

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	2.00×10^{-3}	1.87×10^{-3}
3	7.14×10^{-3}	6.92×10^{-3}
4	1.43×10^{-2}	1.41×10^{-2}
5	2.28×10^{-2}	2.25×10^{-2}
6	3.20×10^{-2}	3.16×10^{-2}
7	4.16×10^{-2}	4.13×10^{-2}

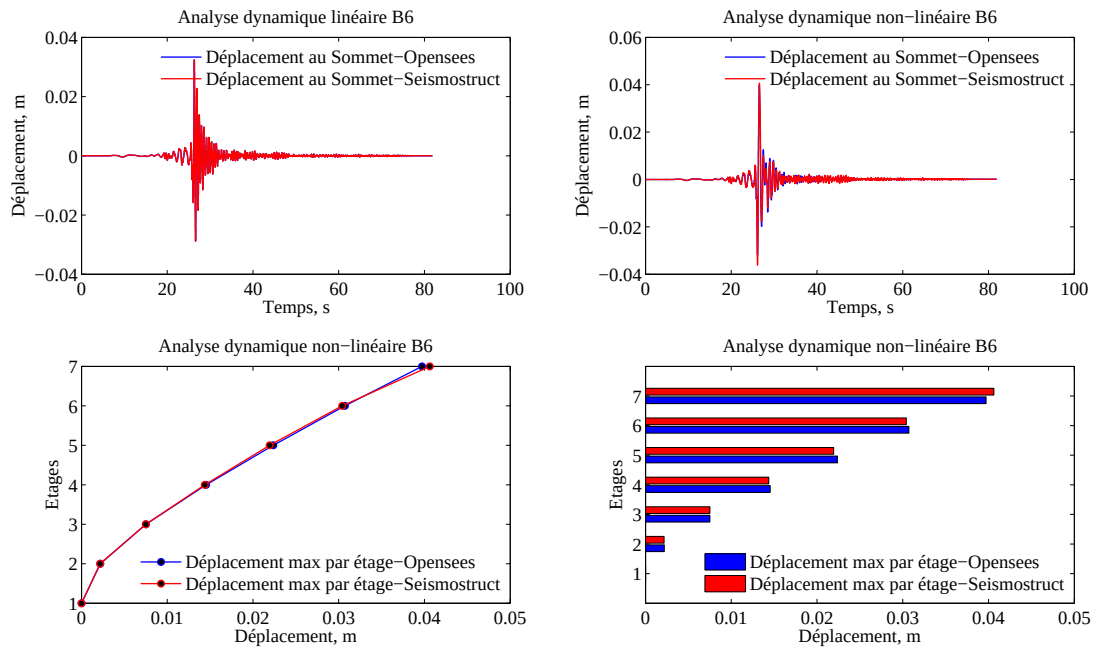


FIG. I.5 Analyse Dynamique, Val-des bois B6

Tableau I.6 Déplacement inter-étages bâtiment B6, Val-des bois

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	2.19×10^{-3}	2.16×10^{-3}
3	7.51×10^{-3}	7.50×10^{-3}
4	1.45×10^{-2}	1.43×10^{-2}
5	2.23×10^{-2}	2.19×10^{-2}
6	3.07×10^{-2}	3.04×10^{-2}
7	3.97×10^{-2}	4.06×10^{-2}

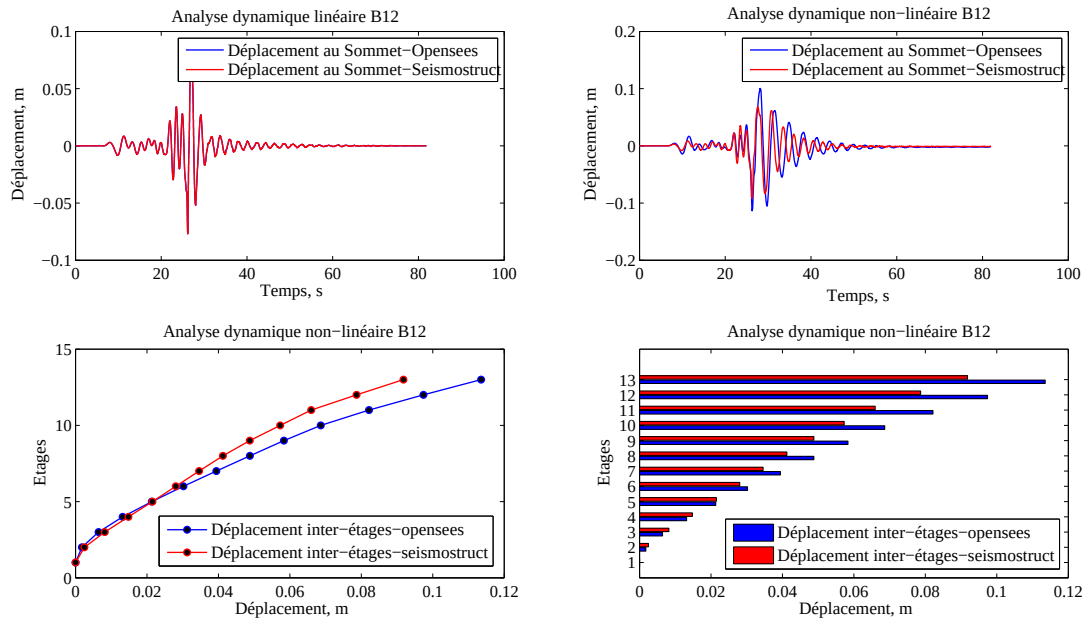


FIG. I.6 Analyse Dynamique, Val-des bois B12

ANNEXE II

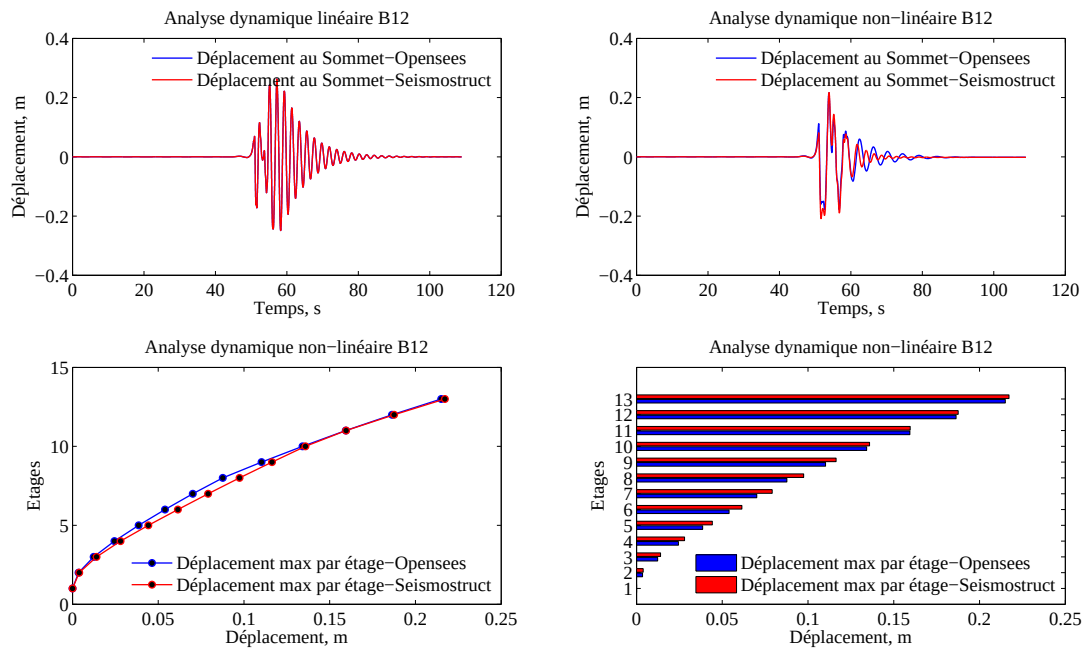
ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS MAXIMUM PAR ÉTAGE SÉISMES
ARTIFICIELS

FIG. II.1 Analyse Dynamique,B12,ESB1, F10.7-A315.3,

Tableau II.1 Déplacement maximum par étage bâtiment B12, ESB1, F10.7-A315.3

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	3.52×10^{-3}	3.89×10^{-3}
3	1.23×10^{-2}	1.40×10^{-2}
4	2.44×10^{-2}	2.80×10^{-2}
5	3.85×10^{-2}	4.42×10^{-2}
6	5.39×10^{-2}	6.14×10^{-2}
7	7.01×10^{-2}	7.91×10^{-2}
8	8.76×10^{-2}	9.74×10^{-2}
9	1.10×10^{-1}	1.16×10^{-1}
10	1.34×10^{-1}	1.35×10^{-1}
11	1.59×10^{-1}	1.59×10^{-1}
12	1.86×10^{-1}	1.87×10^{-1}
13	2.15×10^{-1}	2.17×10^{-1}

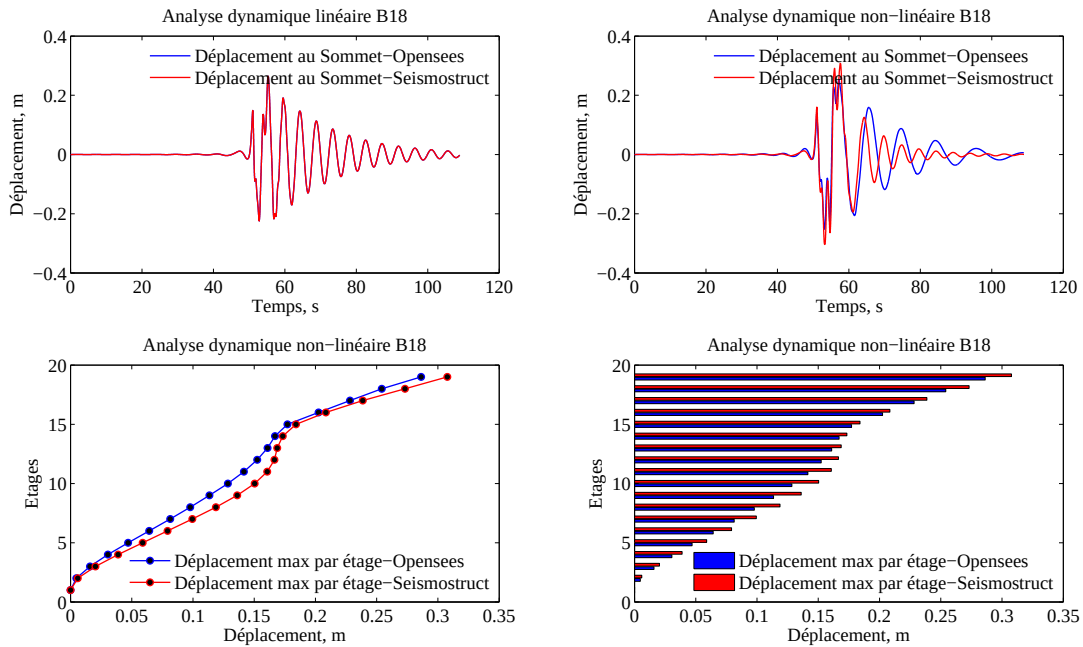


FIG. II.2 Analyse Dynamique,B18,ESB1, F10.7-A315.3,

Tableau II.2 Déplacement maximum par étage bâtiment B18, ESB1, F10.7-A315.3

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	4.80×10^{-3}	5.94×10^{-3}
3	1.58×10^{-2}	2.03×10^{-2}
4	3.04×10^{-2}	3.88×10^{-2}
5	4.70×10^{-2}	5.88×10^{-2}
6	6.42×10^{-2}	7.92×10^{-2}
7	8.14×10^{-2}	9.94×10^{-2}
8	9.77×10^{-2}	1.18×10^{-1}
9	1.13×10^{-1}	1.36×10^{-1}
10	1.28×10^{-1}	1.50×10^{-1}
11	1.41×10^{-1}	1.60×10^{-1}
12	1.52×10^{-1}	1.66×10^{-1}
13	1.60×10^{-1}	1.68×10^{-1}
14	1.66×10^{-1}	1.73×10^{-1}
15	1.77×10^{-1}	1.84×10^{-1}
16	2.02×10^{-1}	2.08×10^{-1}
17	2.28×10^{-1}	2.38×10^{-1}
18	2.54×10^{-1}	2.73×10^{-1}
19	2.86×10^{-1}	3.07×10^{-1}

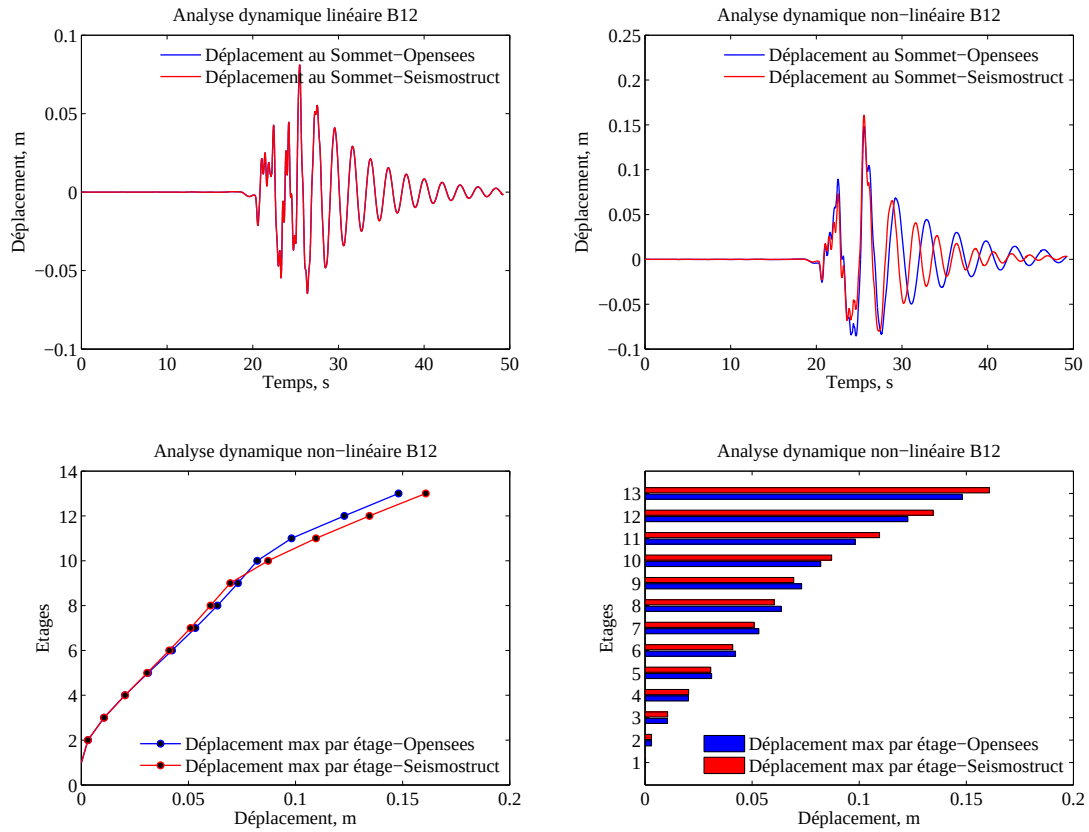


FIG. II.3 Analyse Dynamique,B12,WSB1, F12.3-A68.8

Tableau II.3 Déplacement maximum par étage bâtiment B12,WSB1, F12.3-A68.8

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	3.07×10^{-3}	3.04×10^{-3}
3	1.05×10^{-2}	1.06×10^{-2}
4	2.02×10^{-2}	2.03×10^{-2}
5	3.11×10^{-2}	3.07×10^{-2}
6	4.22×10^{-2}	4.10×10^{-2}
7	5.32×10^{-2}	5.09×10^{-2}
8	6.35×10^{-2}	6.03×10^{-2}
9	7.31×10^{-2}	6.94×10^{-2}
10	8.20×10^{-2}	8.71×10^{-2}
11	9.81×10^{-2}	1.09×10^{-1}
12	1.22×10^{-1}	1.34×10^{-1}
13	1.48×10^{-1}	1.60×10^{-1}

Tableau II.4 Déplacements inter-étages séismes artificiels Est, Opensees B6

Séismes	ESB1	ESB2	ESB3	ESB4	CNBC
artificiels	F10.7-A315.3	F21.1-A126.3	F20.6-A141.7	F45.2-A85.6	2010
	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Etages					
1	0	0	0	0	0.0875
2	0.0037	0.0020	0.0067	0.0011	-
3	0.0060	0.0048	0.0106	0.0026	-
4	0.0072	0.0060	0.0121	0.0034	-
5	0.0081	0.0066	0.0129	0.0037	-
6	0.0089	0.0068	0.0134	0.0039	-
7	0.0092	0.0068	0.0137	0.0041	-

Tableau II.5 Déplacements inter-étages séismes artificiels Est, Opensees B12					
Séismes	ESB1	ESB2	ESB3	ESB4	CNBC
artificiels	F10.7-A315.3	F21.1-A126.3	F20.6-A141.7	F45.2-A85.6	2010
	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Etages					
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0875
2	0.0010	0.0011	0.0023	0.0018	-
3	0.0025	0.0026	0.0050	0.0040	-
4	0.0035	0.0043	0.0070	0.0055	-
5	0.0040	0.0055	0.0086	0.0070	-
6	0.0044	0.0064	0.0105	0.0081	-
7	0.0046	0.0070	0.0115	0.0090	-
8	0.0050	0.0074	0.0125	0.0097	-
9	0.0064	0.0076	0.0137	0.0101	-
10	0.0068	0.0079	0.0144	0.0103	-
11	0.0072	0.0083	0.0162	0.0104	-
12	0.0077	0.0089	0.0166	0.0105	-
13	0.0082	0.0092	0.0167	0.0106	-

Tableau II.6 Déplacements inter-étages séismes artificiels Ouest, Opensees B6					
Séismes	WSB1	WSB2	WSB3	WSB4	CNBC
artificiels	F48.8-A78.6	F14.6-A330.9	F15.2-A39.9	F48.8-A78.6	2010
	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}	δ_{int}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Etages					
1	0	0	0	0	0.0875
2	0.0009	0.0018	0.0027	0.0026	-
3	0.0023	0.0048	0.0047	0.0045	-
4	0.0033	0.0085	0.0057	0.0057	-
5	0.0040	0.0127	0.0061	0.0064	-
6	0.0044	0.0169	0.0064	0.0068	-
7	0.0046	0.0213	0.0071	0.0069	-

Tableau II.7 Déplacements inter-étages séismes artificiels Ouest, Opensees B12

Séismes	WSB1	WSB2	WSB3	WSB4	CNBC
artificiels	F48.8-A78.6	F14.6-A330.9	F15.2-A39.9	F48.8-A78.6	2010
	δ_{int}	δ_{int}	δ_{inte}	δ_{int}	δ_{int}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Etages					
1	0	0	0	0	0.0875
2	0.0009	0.0006	0.0023	0.0011	-
3	0.0021	0.0015	0.0049	0.0028	-
4	0.0028	0.0020	0.0068	0.0040	-
5	0.0031	0.0022	0.0083	0.0051	-
6	0.0032	0.0024	0.0094	0.0061	-
7	0.0031	0.0024	0.0102	0.0067	-
8	0.0030	0.0022	0.0108	0.0071	-
9	0.0027	0.0021	0.0111	0.0075	-
10	0.0026	0.0031	0.0112	0.0078	-
11	0.0046	0.0061	0.0114	0.0080	-
12	0.0070	0.0065	0.0115	0.0082	-
13	0.0072	0.0067	0.0116	0.0083	-

ANNEXE III

PROFIL DE DÉPLACEMENT ANALYSE NON LINÉAIRE VERSUS MÉTHODE SIMPLIFIÉE

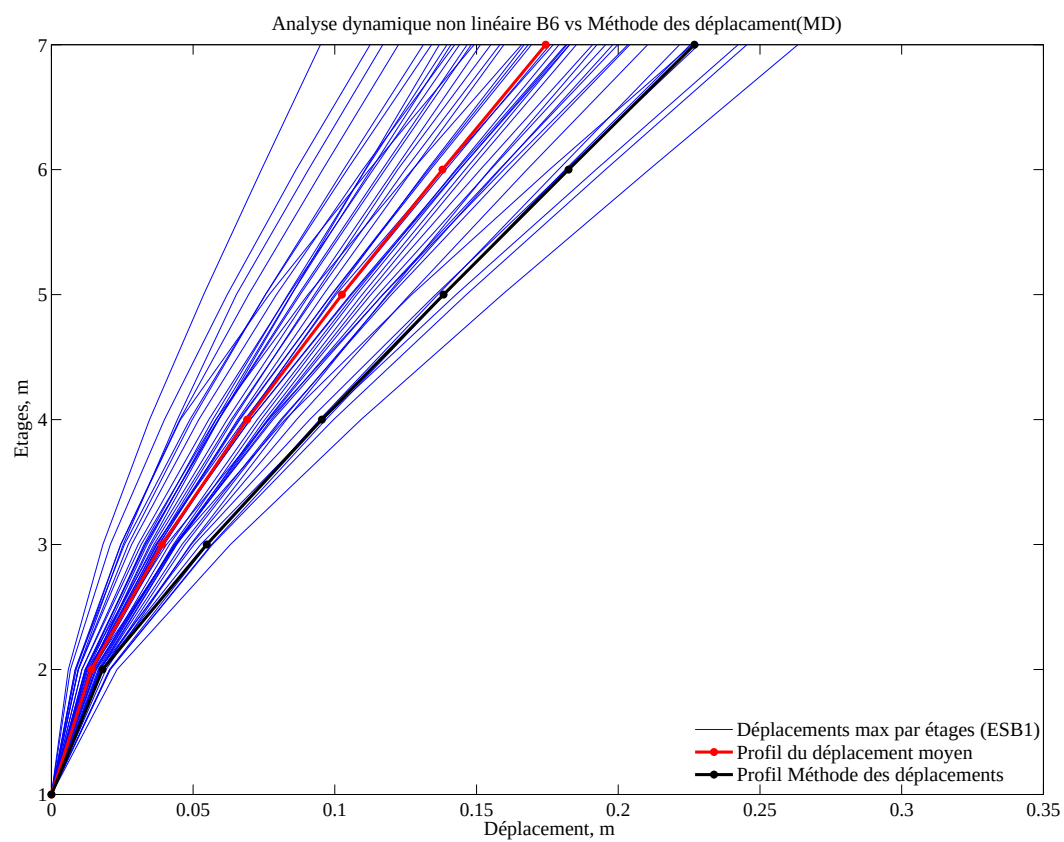


FIG. III.1 Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (séismes artificiels ESB1) mur B6

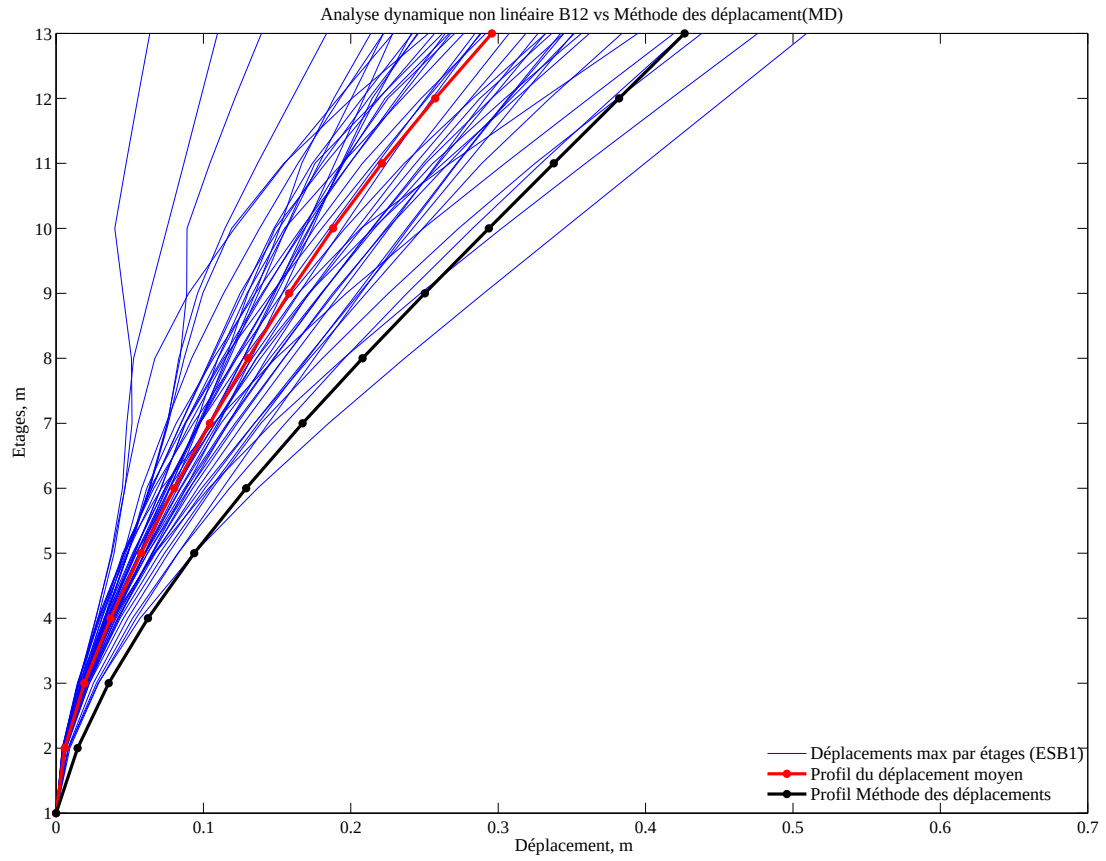


FIG. III.2 Analyse non linéaire versus méthode des déplacements (séismes artificiels ESB1) mur B12

ANNEXE IV

ESTIMATION DES DÉPLACEMENTS RÉSIDUELS

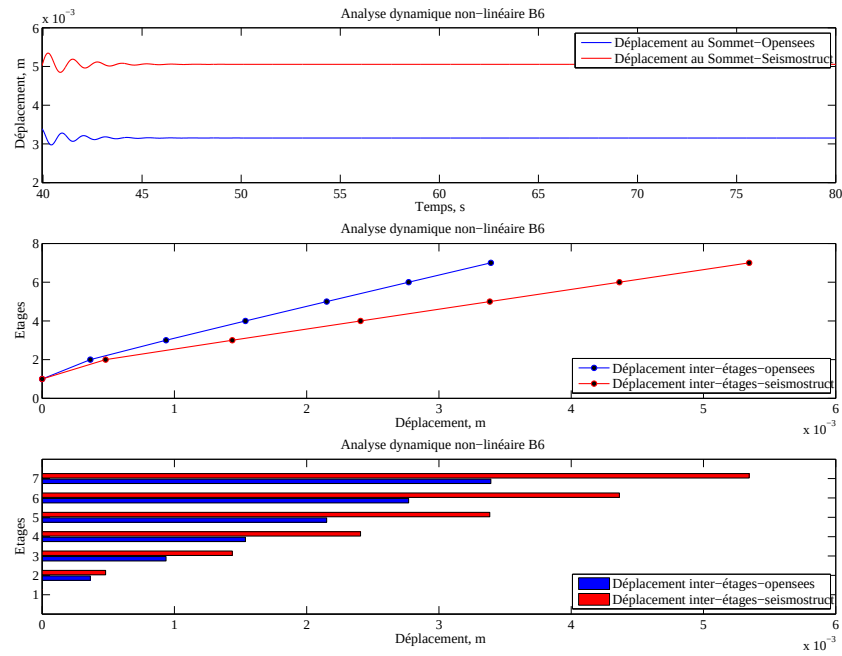


FIG. IV.1 Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, Loma Prieta B6

Tableau IV.1 Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Loma Prieta B6

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	9.21×10^{-5}	8.21×10^{-5}
3	3.24×10^{-4}	2.78×10^{-4}
4	6.52×10^{-4}	5.42×10^{-4}
5	1.04×10^{-3}	8.42×10^{-4}
6	1.48×10^{-3}	1.15×10^{-3}
7	1.92×10^{-3}	1.47×10^{-3}

Tableau IV.2 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Loma Prieta B6

Étages	Opensees	Opensees	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	2.14×10^{-3}	9.21×10^{-5}	4.30
3	7.21×10^{-3}	3.24×10^{-4}	4.49
4	1.36×10^{-2}	6.52×10^{-4}	4.79
5	2.28×10^{-2}	1.04×10^{-3}	4.58
6	3.33×10^{-2}	1.48×10^{-3}	4.43
7	4.45×10^{-2}	1.92×10^{-3}	4.32

Tableau IV.3 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), El centro, B6

Étages	Seismostruct	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	2.28×10^{-3}	8.21×10^{-5}	3.60
3	7.68×10^{-2}	2.78×10^{-4}	3.62
4	1.41×10^{-2}	5.42×10^{-4}	3.84
5	2.14×10^{-2}	8.42×10^{-4}	3.93
6	3.17×10^{-2}	1.15×10^{-3}	3.64
7	4.27×10^{-2}	1.47×10^{-3}	3.45

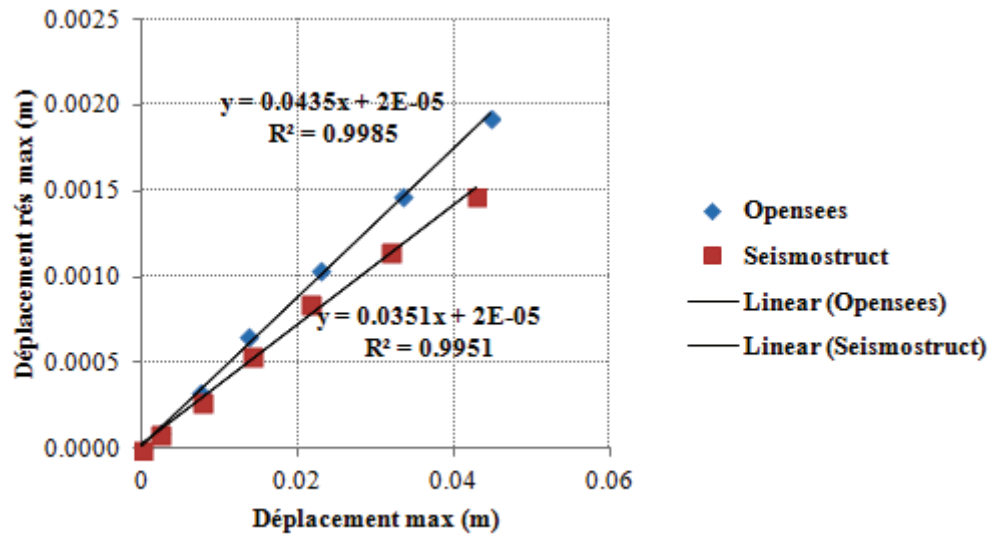


FIG. IV.2 Dépl rési max en fonction du dépl max, Loma B6 (Opensees vs Seismo)

– Loma prieta Mur B12

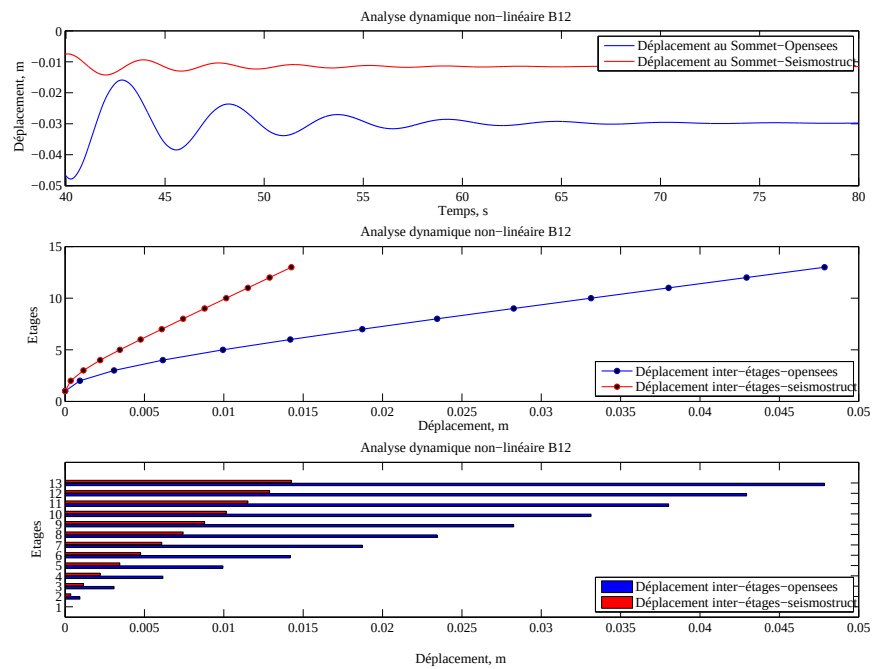


FIG. IV.3 Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, loma Prieta B12

Tableau IV.4 Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Loma Prieta, B12

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.73×10^{-3}	3.18×10^{-4}
3	5.98×10^{-3}	1.16×10^{-3}
4	1.19×10^{-3}	2.40×10^{-3}
5	1.90×10^{-3}	3.94×10^{-3}
6	2.69×10^{-3}	5.71×10^{-3}
7	3.54×10^{-3}	7.68×10^{-3}
8	4.44×10^{-3}	9.81×10^{-3}
9	5.38×10^{-3}	1.21×10^{-2}
10	6.36×10^{-3}	1.44×10^{-2}
11	7.39×10^{-3}	1.68×10^{-2}
12	8.52×10^{-3}	1.92×10^{-2}
13	9.68×10^{-3}	2.16×10^{-2}

Tableau IV.5 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Loma Prieta B12

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0
2	1.88×10^{-4}	1.73×10^{-4}	9.25
3	6.78×10^{-3}	5.98×10^{-4}	8.83
4	1.392×10^{-2}	1.19×10^{-3}	8.56
5	2.26×10^{-2}	1.90×10^{-3}	8.42
6	3.24×10^{-2}	2.69×10^{-3}	8.32
7	4.29×10^{-2}	3.54×10^{-3}	8.25
8	5.40×10^{-2}	4.44×10^{-3}	8.22
9	6.53×10^{-2}	5.38×10^{-3}	8.23
10	7.72×10^{-2}	6.36×10^{-3}	8.24
11	9.08×10^{-2}	7.39×10^{-3}	8.14
12	1.05×10^{-1}	8.52×10^{-3}	8.12
13	1.19×10^{-1}	9.68×10^{-3}	8.12

Tableau IV.6 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Loma Prieta B12

Étages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	1.90×10^{-3}	3.18×10^{-4}	16.71
3	6.90×10^{-3}	1.16×10^{-3}	16.81
4	1.38×10^{-2}	2.40×10^{-3}	17.43
5	2.16×10^{-2}	3.94×10^{-3}	18.20
6	3.06×10^{-2}	5.71×10^{-3}	18.69
7	4.04×10^{-2}	7.68×10^{-3}	19.01
8	5.09×10^{-2}	9.81×10^{-3}	19.26
9	6.18×10^{-2}	1.21×10^{-2}	19.50
10	7.30×10^{-2}	1.44×10^{-2}	19.71
11	8.43×10^{-2}	1.68×10^{-2}	19.88
12	9.57×10^{-2}	1.92×10^{-2}	20.03
13	1.07×10^{-1}	2.16×10^{-2}	20.17

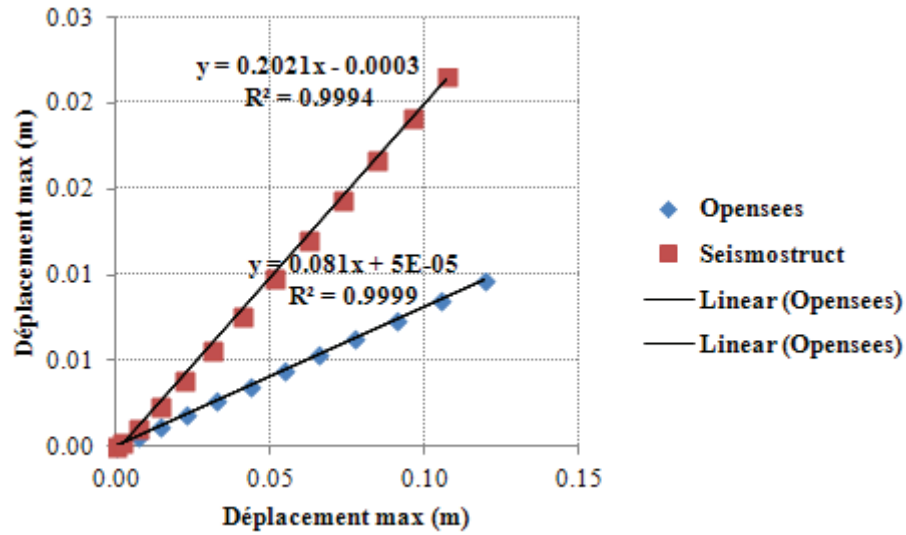


FIG. IV.4 Dépl rési max en fonction du dépl max, Loma B12 (Opensees vs Seismo)

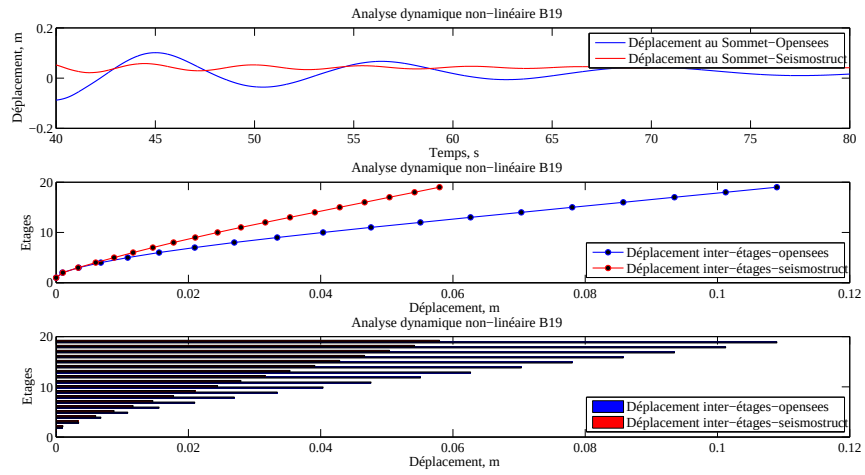


FIG. IV.5 Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees,loma Prieta B18

Tableau IV.7 Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Loma Prieta, B18

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	9.66×10^{-4}	1.02×10^{-3}
3	3.41×10^{-3}	3.34×10^{-3}
4	6.76×10^{-3}	5.99×10^{-3}
5	1.08×10^{-2}	8.77×10^{-3}
6	1.56×10^{-2}	1.17×10^{-2}
7	2.10×10^{-2}	1.46×10^{-2}
8	2.69×10^{-2}	1.78×10^{-2}
9	3.34×10^{-2}	2.10×10^{-2}
10	4.04×10^{-2}	2.44×10^{-2}
11	4.76×10^{-2}	2.80×10^{-2}
12	5.51×10^{-2}	3.16×10^{-2}
13	6.27×10^{-2}	3.54×10^{-2}
14	7.03×10^{-2}	3.91×10^{-2}
15	7.80×10^{-2}	4.29×10^{-2}
16	8.58×10^{-2}	4.66×10^{-2}
17	9.35×10^{-2}	5.04×10^{-2}
18	1.01×10^{-1}	5.42×10^{-2}
19	1.09×10^{-1}	5.80×10^{-2}

Tableau IV.8 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Loma Prieta B18

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0
2	6.66×10^{-3}	9.66×10^{-4}	14.51
3	2.29×10^{-2}	3.41×10^{-3}	14.88
4	4.62×10^{-2}	6.76×10^{-3}	14.65
5	7.49×10^{-2}	1.08×10^{-2}	14.45
6	1.08×10^{-1}	1.56×10^{-2}	14.44
7	1.44×10^{-1}	2.10×10^{-2}	14.58
8	1.82×10^{-1}	2.69×10^{-2}	14.82
9	2.21×10^{-1}	3.34×10^{-2}	15.11
10	2.62×10^{-1}	4.04×10^{-2}	15.42
11	3.03×10^{-1}	4.76×10^{-2}	15.72
12	3.44×10^{-1}	5.51×10^{-2}	15.99
13	3.97×10^{-1}	6.27×10^{-2}	15.78
14	4.60×10^{-1}	7.03×10^{-2}	15.28
15	5.27×10^{-1}	7.80×10^{-2}	14.82
16	5.95×10^{-1}	8.58×10^{-2}	14.42
17	6.64×10^{-1}	9.35×10^{-2}	14.09
18	7.33×10^{-1}	1.01×10^{-1}	13.81
19	8.03×10^{-1}	1.09×10^{-1}	13.57

Tableau IV.9 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Loma Prieta B18

Étages	Seismostruct	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	6.87×10^{-3}	1.02×10^{-3}	14.91
3	2.48×10^{-2}	3.34×10^{-3}	13.45
4	5.03×10^{-2}	5.99×10^{-3}	11.90
5	8.17×10^{-2}	8.77×10^{-3}	10.74
6	1.18×10^{-1}	1.17×10^{-2}	9.88
7	1.58×10^{-1}	1.46×10^{-2}	9.26
8	2.01×10^{-1}	1.78×10^{-2}	8.82
9	2.47×10^{-1}	2.10×10^{-2}	8.51
10	2.95×10^{-1}	2.44×10^{-2}	8.27
11	3.48×10^{-1}	2.80×10^{-2}	8.03
12	4.07×10^{-1}	3.16×10^{-2}	7.78
13	4.70×10^{-1}	3.54×10^{-2}	7.53
14	5.39×10^{-1}	3.91×10^{-2}	7.26
15	6.14×10^{-1}	4.29×10^{-2}	6.98
16	6.92×10^{-1}	4.66×10^{-2}	6.74
17	7.72×10^{-1}	5.04×10^{-2}	6.53
18	8.54×10^{-1}	5.42×10^{-2}	6.35
19	9.36×10^{-1}	5.80×10^{-2}	6.20

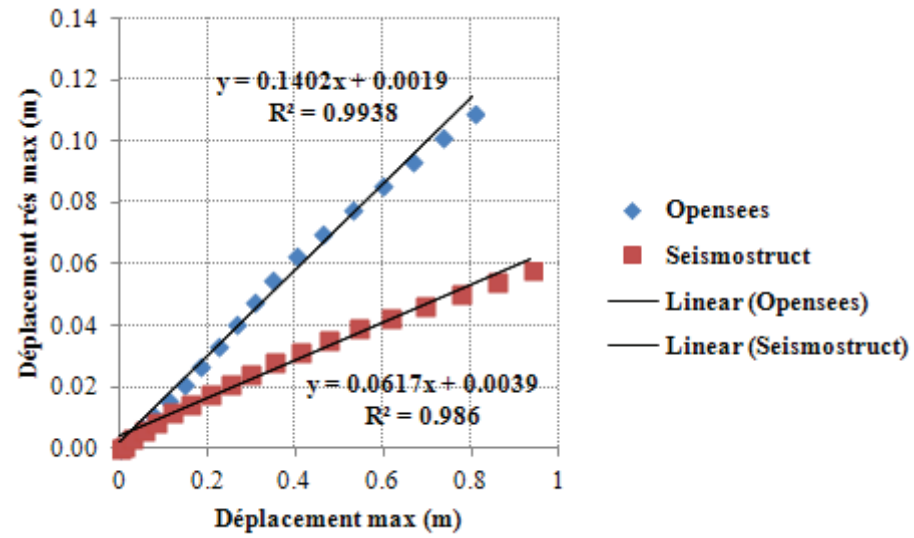


FIG. IV.6 Dépl rési max en fonction du dépl max, Loma B18 (Opensees vs Seismo)

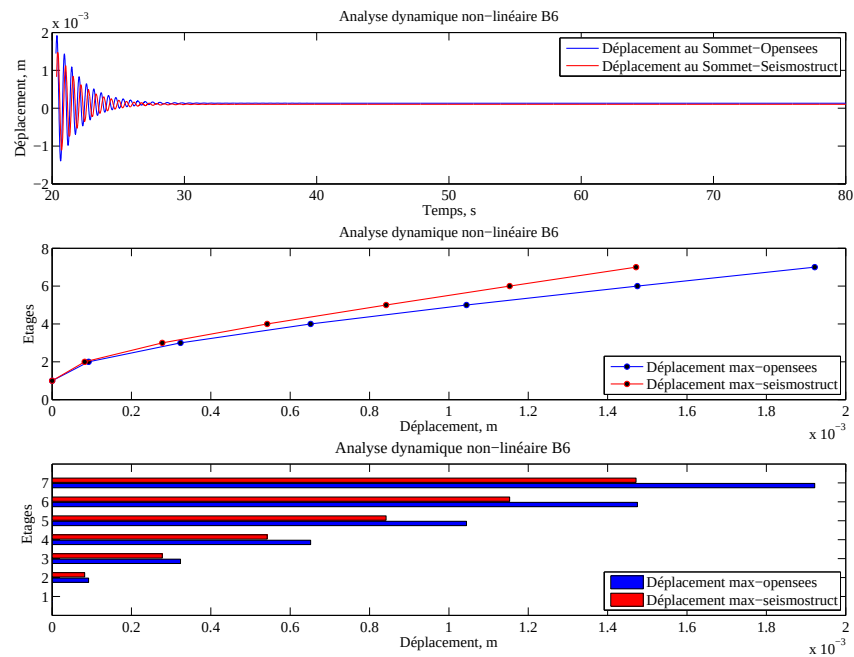


FIG. IV.7 Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, Nahanni (Iverson) B6

Tableau IV.10 Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo), Nahanni B6

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	9.21E-05	8.21E-05
3	3.24E-04	2.78E-04
4	6.52E-04	5.42E-04
5	1.04E-03	8.42E-04
6	1.48E-03	1.15E-03
7	1.92E-03	1.47E-03

Tableau IV.11 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Nahanni B6

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	2.14×10^{-3}	9.21×10^{-5}	4.30
3	7.21×10^{-3}	3.24×10^{-4}	4.49
4	1.36×10^{-2}	6.52×10^{-4}	4.79
5	2.28×10^{-2}	1.04×10^{-3}	4.58
6	3.33×10^{-2}	1.48×10^{-3}	4.43
7	4.45×10^{-2}	1.92×10^{-3}	4.32

Tableau IV.12 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Nahanni B6

Étages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	2.28×10^{-3}	8.21×10^{-5}	3.60
3	7.68×10^{-3}	2.78×10^{-4}	3.62
4	1.41×10^{-2}	5.42×10^{-4}	3.84
5	2.14×10^{-2}	8.42×10^{-4}	3.93
6	3.17×10^{-2}	1.15×10^{-3}	3.64
7	4.27×10^{-2}	1.47×10^{-3}	3.45

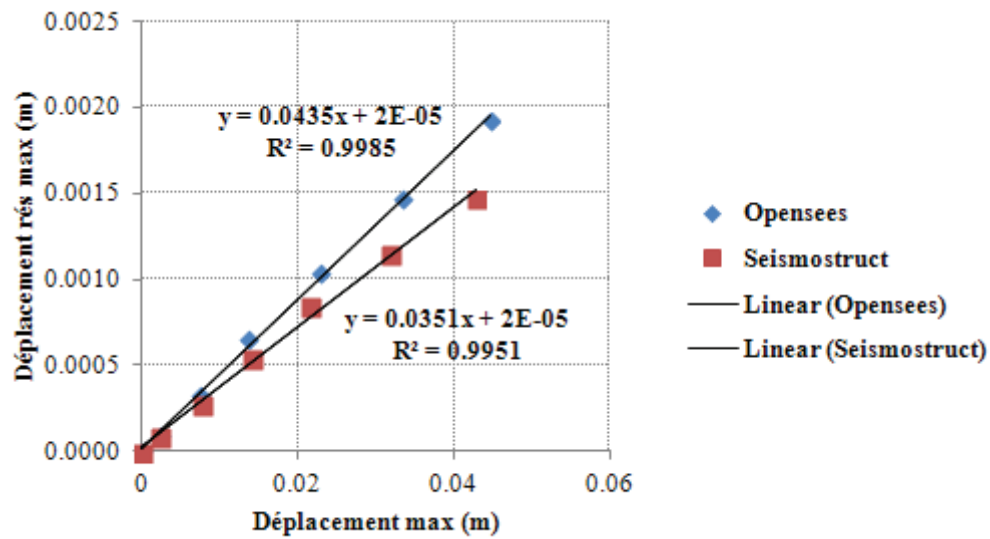


FIG. IV.8 Dépl rési max en fonction du dépl max, Nah B6 (Opensees vs Seismo)

Tableau IV.13 Déplacement résiduel maximum par étages (Opensees vs Seismo),Nahanni B12

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.73×10^{-4}	3.18×10^{-4}
3	5.98×10^{-4}	1.16×10^{-3}
4	1.19×10^{-3}	2.40×10^{-3}
5	1.90×10^{-3}	3.94×10^{-3}
6	2.69×10^{-3}	5.71×10^{-3}
7	3.54×10^{-3}	7.68×10^{-3}
8	4.44×10^{-3}	9.81×10^{-3}
9	5.38×10^{-3}	1.21×10^{-2}
10	6.36×10^{-3}	1.44×10^{-2}
11	7.39×10^{-3}	1.68×10^{-2}
12	8.52×10^{-3}	1.92×10^{-2}
13	9.68×10^{-3}	2.16×10^{-2}

Tableau IV.14 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Nahanni B12

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0
2	1.88×10^{-3}	1.73×10^{-4}	9.25
3	6.78×10^{-3}	5.98×10^{-4}	8.83
4	1.39×10^{-2}	1.19×10^{-3}	8.56
5	2.26×10^{-2}	1.90×10^{-3}	8.42
6	3.24×10^{-2}	2.69×10^{-3}	8.32
7	4.29×10^{-2}	3.54×10^{-3}	8.25
8	5.40×10^{-2}	4.44×10^{-3}	8.22
9	6.53×10^{-2}	5.38×10^{-3}	8.23
10	7.72×10^{-2}	6.36×10^{-3}	8.24
11	9.08×10^{-2}	7.39×10^{-3}	8.14
12	1.05×10^{-1}	8.52×10^{-3}	8.12
13	1.19×10^{-1}	9.68×10^{-3}	8.12

Tableau IV.15 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Nahanni B12

Étages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	1.90×10^{-3}	3.18×10^{-4}	16.71
3	6.90×10^{-3}	1.16×10^{-3}	16.81
4	1.38×10^{-2}	2.40×10^{-3}	17.43
5	2.16×10^{-2}	3.94×10^{-3}	18.20
6	3.06×10^{-2}	5.71×10^{-3}	18.69
7	4.04×10^{-2}	7.68×10^{-3}	19.01
8	5.09×10^{-2}	9.81×10^{-3}	19.26
9	6.18×10^{-2}	1.21×10^{-2}	19.50
10	7.30×10^{-2}	1.44×10^{-2}	19.71
11	8.43×10^{-2}	1.68×10^{-2}	19.88
12	9.57×10^{-2}	1.92×10^{-2}	20.03
13	1.07×10^{-1}	2.16×10^{-2}	20.17

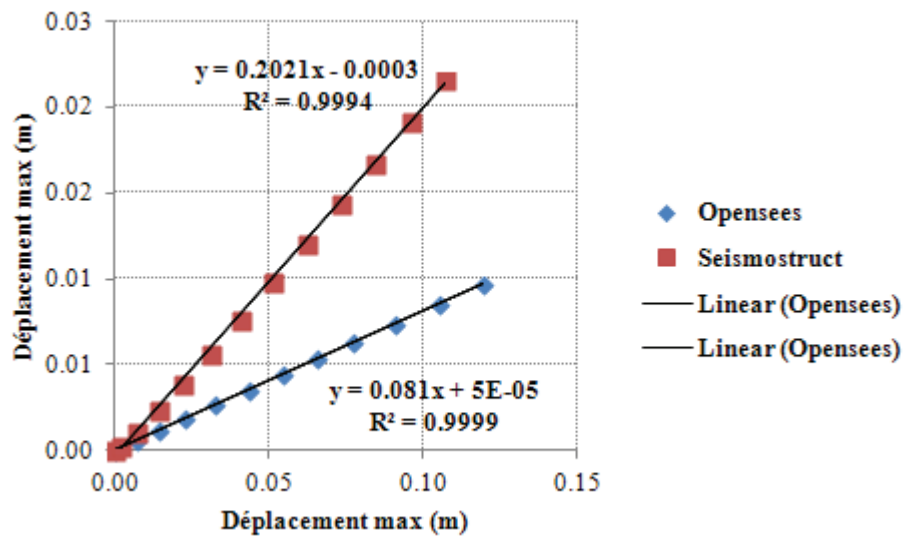


FIG. IV.9 Dépl rési max en fonction du dépl max, Nah B12 (Opensees vs Seismo)

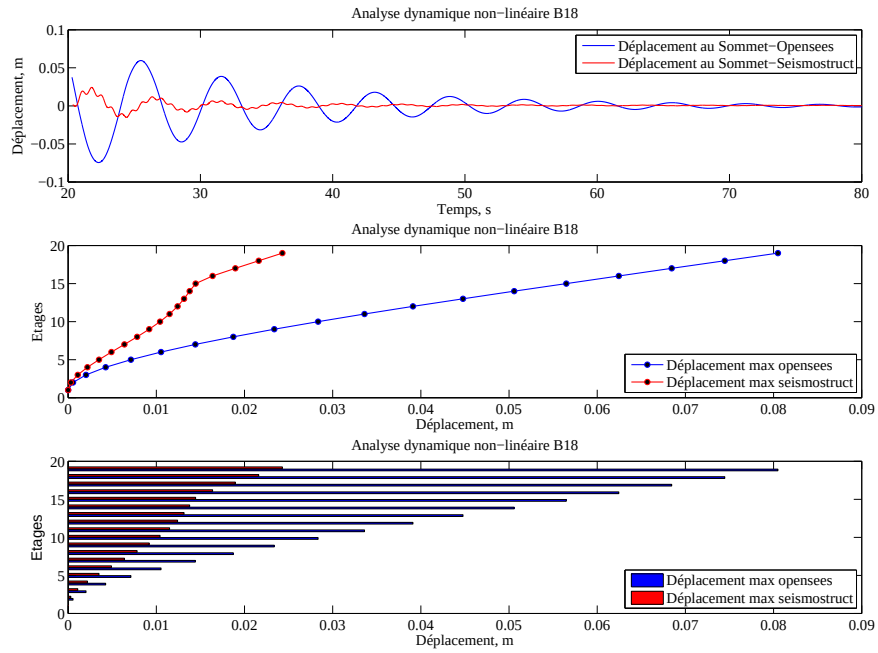


FIG. IV.10 Déplacement résiduel seismostruct vs Opensees, Nahanni(Iverson) B18

Tableau IV.16 Déplacement résiduel max par étages (Opensees vs Seismo),Nahanni B18

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	5.56×10^{-4}	3.07×10^{-4}
3	2.03×10^{-3}	1.09×10^{-3}
4	4.26×10^{-3}	2.2×10^{-3}
5	7.12×10^{-3}	3.50×10^{-3}
6	1.05×10^{-2}	4.92×10^{-3}
7	1.44×10^{-2}	6.38×10^{-3}
8	1.87×10^{-2}	7.83×10^{-3}
9	2.34×10^{-2}	9.20×10^{-3}
10	2.84×10^{-2}	1.04×10^{-2}
11	3.36×10^{-2}	1.15×10^{-2}
12	3.91×10^{-2}	1.24×10^{-2}
13	4.48×10^{-2}	1.32×10^{-2}
14	5.06×10^{-2}	1.38×10^{-2}
15	5.65×10^{-2}	1.45×10^{-2}
16	6.25×10^{-2}	1.64×10^{-2}
17	6.85×10^{-2}	1.90×10^{-2}
18	7.45×10^{-2}	2.16×10^{-2}
19	8.05×10^{-2}	2.43×10^{-2}

Tableau IV.17 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), Nahanni B18

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0.00
2	1.68E-03	5.56E-04	33.11
3	6.00E-03	2.03E-03	33.84
4	1.20E-02	4.26E-03	35.47
5	1.90E-02	7.12E-03	37.48
6	2.69E-02	1.05E-02	39.16
7	3.52E-02	1.44E-02	40.99
8	4.35E-02	1.87E-02	43.06
9	5.18E-02	2.34E-02	45.14
10	5.99E-02	2.84E-02	47.34
11	6.74E-02	3.36E-02	49.87
12	7.48E-02	3.91E-02	52.28
13	8.32E-02	4.48E-02	53.83
14	9.14E-02	5.06E-02	55.35
15	1.01E-01	5.65E-02	55.94
16	1.11E-01	6.25E-02	56.27
17	1.22E-01	6.85E-02	56.11
18	1.33E-01	7.45E-02	55.99
19	1.43E-01	8.05E-02	56.29

Tableau IV.18 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), Nahanni B18

Étages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0.00
2	2.04E-03	3.07E-04	15.07
3	7.22E-03	1.09E-03	15.12
4	1.39E-02	2.20E-03	15.80
5	2.13E-02	3.50E-03	16.44
6	2.88E-02	4.92E-03	17.08
7	3.63E-02	6.38E-03	17.58
8	4.32E-02	7.83E-03	18.13
9	5.11E-02	9.20E-03	18.00
10	6.11E-02	1.04E-02	17.07
11	7.21E-02	1.15E-02	15.96
12	8.35E-02	1.24E-02	14.86
13	9.51E-02	1.32E-02	13.83
14	1.07E-01	1.38E-02	12.88
15	1.19E-01	1.45E-02	12.15
16	1.31E-01	1.64E-02	12.51
17	1.43E-01	1.90E-02	13.26
18	1.57E-01	2.16E-02	13.77
19	1.74E-01	2.43E-02	13.96

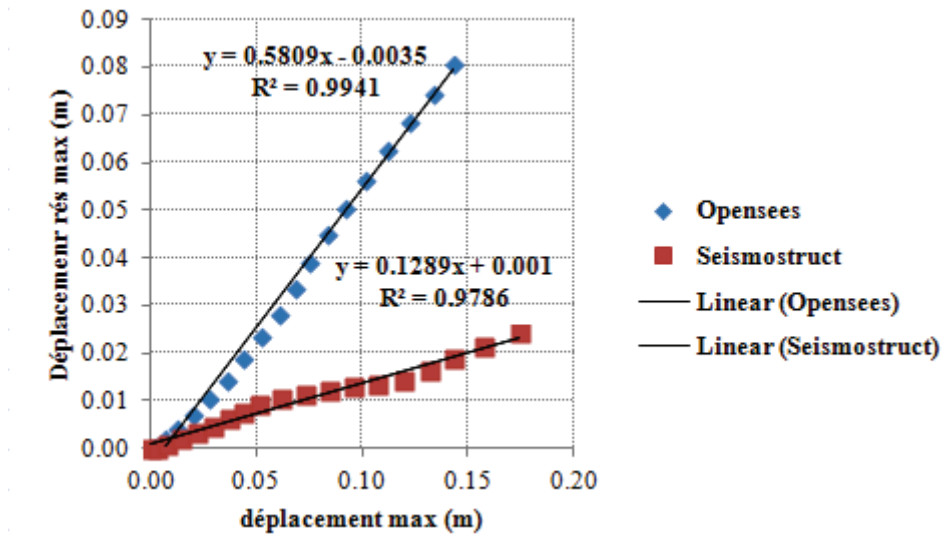


FIG. IV.11 Dépl rési max en fonction du dépl max, Nah B6 (Opensees vs Seismo)

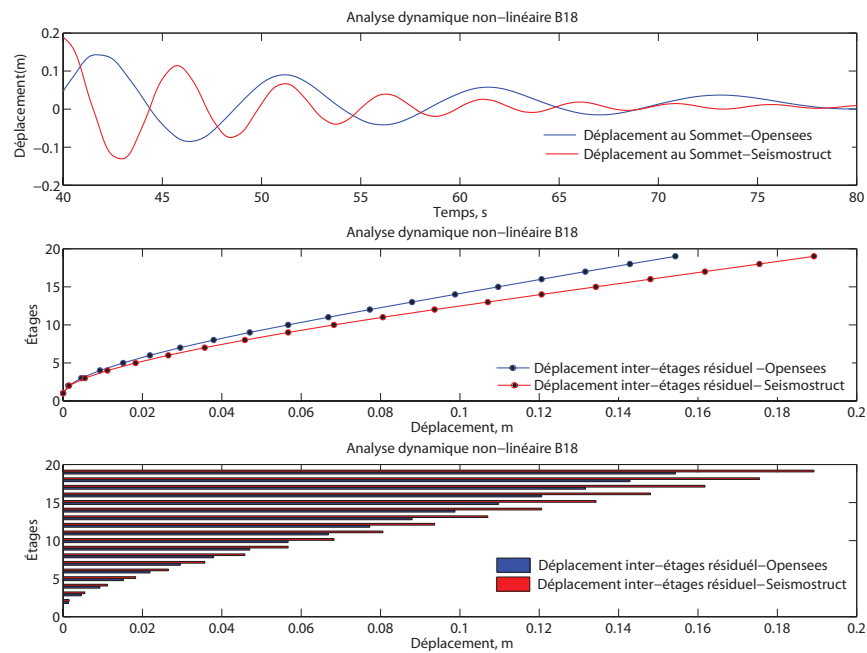


FIG. IV.12 Analyse Dynamique, El Centro B18 (Opensees vs Seismo)

Tableau IV.19 Déplacement résiduel maximum par étages B18, El centro

Etages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.29×10^{-3}	1.52×10^{-3}
3	4.55×10^{-3}	5.47×10^{-3}
4	9.28×10^{-3}	1.11×10^{-2}
5	1.51×10^{-2}	1.82×10^{-2}
6	2.18×10^{-2}	2.65×10^{-2}
7	2.95×10^{-2}	3.57×10^{-2}
8	3.79×10^{-2}	4.58×10^{-2}
9	4.70×10^{-2}	5.67×10^{-2}
10	5.66×10^{-2}	6.82×10^{-2}
11	6.68×10^{-2}	8.059×10^{-2}
12	7.72×10^{-2}	9.36×10^{-2}
13	8.79×10^{-2}	1.07×10^{-1}
14	9.87×10^{-2}	1.20×10^{-1}
15	1.09×10^{-1}	1.34×10^{-1}
16	1.20×10^{-1}	1.48×10^{-1}
17	1.31×10^{-1}	1.61×10^{-1}
18	1.42×10^{-1}	1.75×10^{-1}
19	1.54×10^{-1}	1.89×10^{-1}

Tableau IV.20 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), El centro, B18

Etages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0
2	1.29×10^{-3}	4.24×10^{-3}	30.39058
3	4.55×10^{-3}	1.58×10^{-2}	28.69448
4	9.28×10^{-3}	3.33×10^{-2}	27.79802
5	1.51×10^{-2}	5.53×10^{-2}	27.30853
6	2.18×10^{-2}	8.07×10^{-2}	27.12609
7	2.95×10^{-2}	1.08×10^{-1}	27.26286
8	3.79×10^{-2}	1.37×10^{-1}	27.64603
9	4.70×10^{-2}	1.66×10^{-1}	28.20046
10	5.66×10^{-2}	1.96×10^{-1}	28.85021
11	6.68×10^{-2}	2.26×10^{-1}	29.51953
12	7.72×10^{-2}	2.56×10^{-1}	30.15163
13	8.79×10^{-2}	2.86×10^{-1}	30.70833
14	9.87×10^{-2}	3.17×10^{-1}	31.14297
15	1.09×10^{-1}	3.54×10^{-1}	30.8935
16	1.20×10^{-1}	3.98×10^{-1}	30.29766
17	1.31×10^{-1}	4.44×10^{-1}	29.58734
18	1.42×10^{-1}	4.94×10^{-1}	28.86785
19	1.54×10^{-1}	5.47×10^{-1}	28.20169

Tableau IV.21 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), El centro, B18

Etages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	1.52×10^{-3}	5.06×10^{-3}	30.07
3	5.47×10^{-3}	1.78×10^{-2}	30.70
4	1.11×10^{-2}	3.66×10^{-2}	30.55
5	1.82×10^{-2}	5.94×10^{-2}	30.74
6	2.65×10^{-2}	8.49×10^{-2}	31.20
7	3.57×10^{-2}	1.12×10^{-1}	31.85
8	4.58×10^{-2}	1.40×10^{-1}	32.68
9	5.67×10^{-2}	1.68×10^{-1}	33.63
10	6.82×10^{-2}	1.97×10^{-1}	34.63
11	8.05×10^{-2}	2.257×10^{-1}	35.70
12	9.36×10^{-2}	2.54×10^{-1}	36.79
13	1.07×10^{-1}	2.84×10^{-1}	37.64
14	1.20×10^{-1}	3.18×10^{-1}	37.81
15	1.34×10^{-1}	3.58×10^{-1}	37.41
16	1.48×10^{-1}	4.03×10^{-1}	36.67
17	1.61×10^{-1}	4.51×10^{-1}	35.82
18	1.75×10^{-1}	5.01×10^{-1}	35.015
19	1.89×10^{-1}	5.51×10^{-1}	34.29

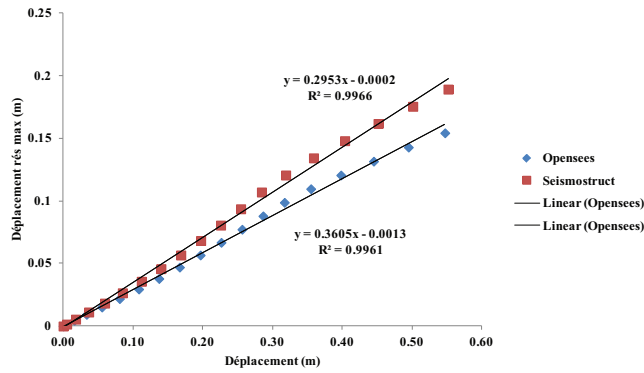


FIG. IV.13 Dépl rési max en fonction du dépl max, El Centro B18 (Opensees vs Seismo)

Tableau IV.22 Déplacement résiduel maximum par étages B12, El centro

Etages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	8.27×10^{-4}	1.06×10^{-4}
3	3.01×10^{-3}	3.41×10^{-3}
4	5.76×10^{-3}	6.05×10^{-3}
5	8.88×10^{-3}	8.78×10^{-3}
6	1.23×10^{-2}	1.16×10^{-2}
7	1.59×10^{-2}	1.45×10^{-2}
8	1.98×10^{-2}	1.74×10^{-2}
9	2.38×10^{-2}	2.04×10^{-2}
10	2.78×10^{-2}	2.34×10^{-2}
11	3.19×10^{-2}	2.65×10^{-2}
12	3.60×10^{-2}	2.96×10^{-2}
13	4.01×10^{-2}	3.27×10^{-2}

Tableau IV.23 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees), El centro, B12

Etages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0
2	8.27×10^{-4}	1.36×10^{-2}	6.07
3	3.01×10^{-3}	4.06×10^{-2}	7.42
4	5.76×10^{-3}	7.39×10^{-2}	7.81
5	8.88×10^{-3}	1.11×10^{-1}	8.00
6	1.23×10^{-2}	1.50×10^{-1}	8.18
7	1.59×10^{-2}	1.91×10^{-1}	8.36
8	1.98×10^{-2}	2.32×10^{-1}	8.53
9	2.38×10^{-2}	2.75×10^{-1}	8.64
10	2.78×10^{-2}	3.23×10^{-1}	8.62
11	3.19×10^{-2}	3.72×10^{-1}	8.57
12	3.60×10^{-2}	4.23×10^{-1}	8.53
13	4.01×10^{-2}	4.73×10^{-1}	8.48

Tableau IV.24 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct), El centro, B12

Etages	Seismostruct	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	1.06×10^{-3}	1.13×10^{-2}	9.43
3	3.41×10^{-3}	3.83×10^{-2}	8.93
4	6.05×10^{-3}	7.23×10^{-2}	8.37
5	8.78×10^{-3}	1.10×10^{-1}	7.97
6	1.16×10^{-2}	1.50×10^{-1}	7.72
7	1.45×10^{-2}	1.91×10^{-1}	7.59
8	1.74×10^{-2}	2.32×10^{-1}	7.51
9	2.04×10^{-2}	2.75×10^{-1}	7.43
10	2.34×10^{-2}	3.20×10^{-1}	7.32
11	2.65×10^{-2}	3.70×10^{-1}	7.16
12	2.96×10^{-2}	4.22×10^{-1}	7.01
13	3.27×10^{-2}	4.75×10^{-1}	6.88

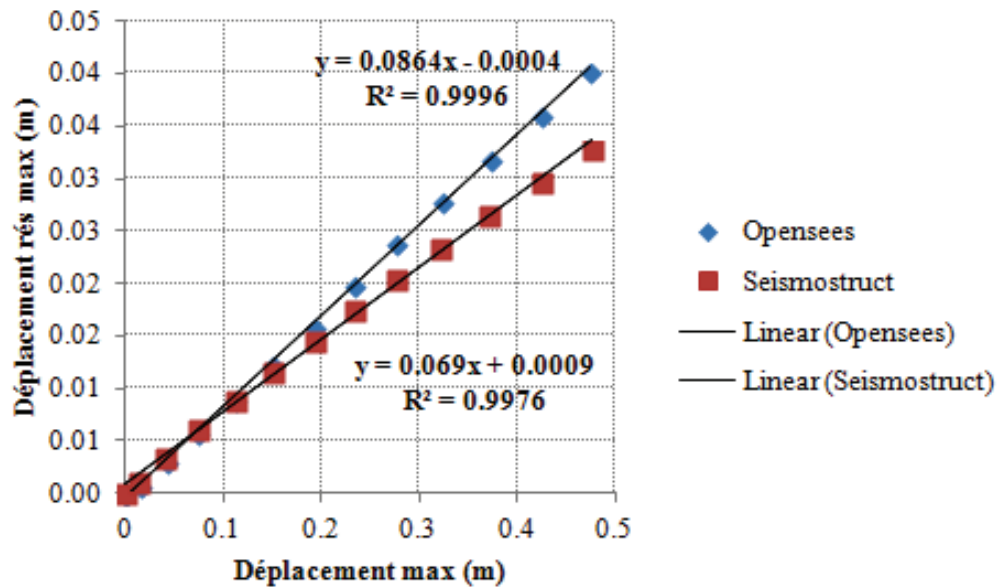


FIG. IV.14 Dépl rési max en fonction du dépl max, El Centro B12 (Opensees vs Seismo)

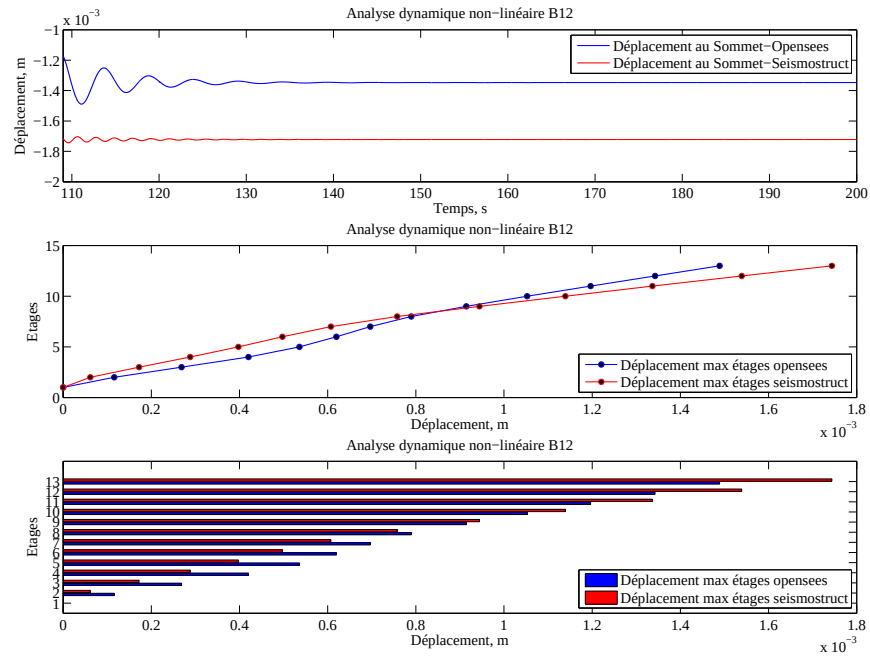


FIG. IV.15 Déplacements résiduels, ESB1 F10.7-A315.3, B12 (Opensees vs Seismo)

Tableau IV.25 Déplacement résiduel maximum par étages,B12, ESB1 F10.7-A315.3

Etages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	1.16×10^{-4}	6.17×10^{-5}
3	2.68×10^{-4}	1.72×10^{-4}
4	4.20×10^{-4}	2.88×10^{-4}
5	5.359×10^{-4}	3.97×10^{-4}
6	6.19×10^{-4}	4.97×10^{-4}
7	6.96×10^{-4}	6.07×10^{-4}
8	7.89×10^{-4}	7.57×10^{-4}
9	9.14×10^{-4}	9.44×10^{-4}
10	1.05×10^{-3}	1.13×10^{-3}
11	1.19×10^{-3}	1.33×10^{-3}
12	1.34×10^{-3}	1.53×10^{-3}
13	1.48×10^{-3}	1.74×10^{-3}

Tableau IV.26 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees),B12, ESB1 F10.7-A315.3

Étages	Opensees	Opensees	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	1.16×10^{-4}	3.52×10^{-3}	3.29
3	2.68×10^{-4}	1.23×10^{-2}	2.18
4	4.20×10^{-4}	2.44×10^{-2}	1.72
5	5.35×10^{-4}	3.85×10^{-2}	1.39
6	6.19×10^{-4}	5.39×10^{-2}	1.15
7	6.96×10^{-4}	7.01×10^{-2}	0.99
8	7.89×10^{-4}	8.76×10^{-2}	0.90
9	9.14×10^{-4}	1.10×10^{-1}	0.83
10	1.05×10^{-3}	1.34×10^{-1}	0.78
11	1.19×10^{-3}	1.59×10^{-1}	0.75
12	1.34×10^{-3}	1.86×10^{-1}	0.72
13	1.48×10^{-3}	2.15×10^{-1}	0.69

Tableau IV.27 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees),B12, ESB1 F10.7-A315.3

Étages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0
2	6.17×10^{-5}	3.89×10^{-3}	1.58
3	1.72×10^{-4}	1.40×10^{-2}	1.23
4	2.88×10^{-4}	2.80×10^{-2}	1.03
5	3.97×10^{-4}	4.42×10^{-2}	0.90
6	4.97×10^{-4}	6.14×10^{-2}	0.81
7	6.07×10^{-4}	7.91×10^{-2}	0.77
8	7.57×10^{-4}	9.74×10^{-2}	0.78
9	9.44×10^{-4}	1.16×10^{-1}	0.81
10	1.13×10^{-3}	1.35×10^{-1}	0.84
11	1.33×10^{-3}	1.59×10^{-1}	0.84
12	1.53×10^{-3}	1.87×10^{-1}	0.82
13	1.74×10^{-3}	2.17×10^{-1}	0.80

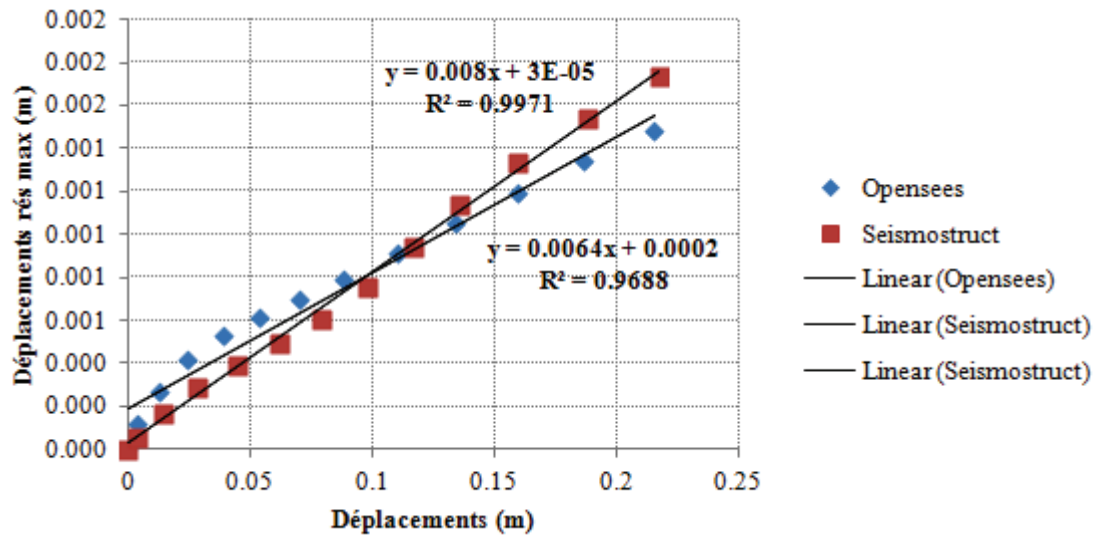


FIG. IV.16 Analyse Dynamique, ESB1 F10.7-A315.3, B6 (Opensees vs Seismo)

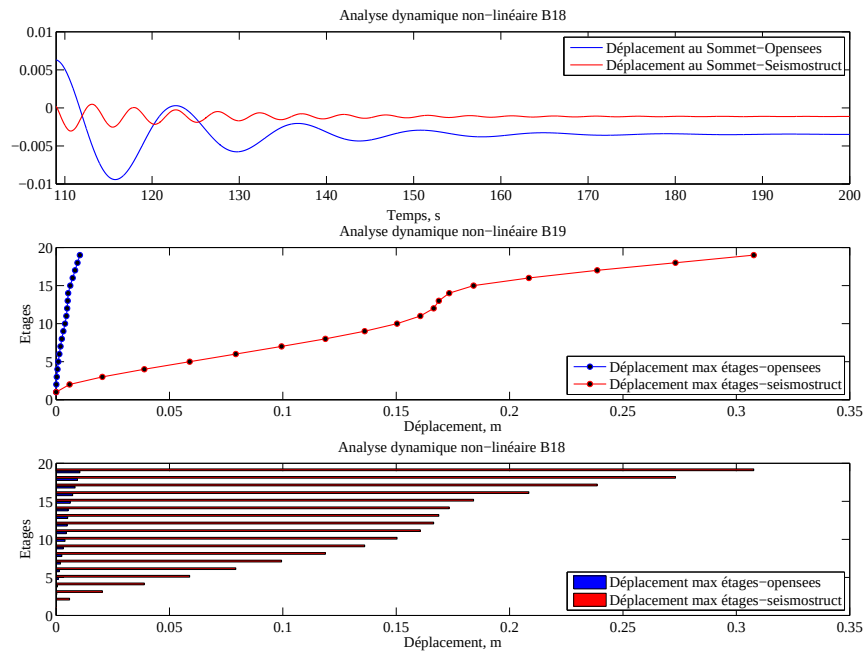


FIG. IV.17 Déplacements résiduels, ESB1 F10.7-A315.3, B18 (Opensees vs Seismo)

Tableau IV.28 Déplacement résiduel maximum par étages B18,ESB1 F10.7-A315.3

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	8.19×10^{-5}	5.94×10^{-3}
3	2.98×10^{-4}	2.03×10^{-2}
4	6.03×10^{-4}	3.88×10^{-2}
5	9.67×10^{-4}	5.88×10^{-2}
6	1.42×10^{-3}	7.92×10^{-2}
7	1.94×10^{-3}	9.94×10^{-2}
8	2.52×10^{-4}	1.18×10^{-1}
9	3.21×10^{-3}	1.36×10^{-1}
10	3.93×10^{-3}	1.50×10^{-1}
11	4.51×10^{-3}	1.60×10^{-1}
12	4.88×10^{-3}	1.66×10^{-1}
13	5.10×10^{-3}	1.68×10^{-1}
14	5.29×10^{-3}	1.733×10^{-1}
15	6.25×10^{-3}	1.84×10^{-1}
16	7.32×10^{-3}	2.08×10^{-1}
17	8.37×10^{-3}	2.38×10^{-1}
18	9.42×10^{-3}	2.73×10^{-1}
19	1.04×10^{-2}	3.07×10^{-1}

Tableau IV.29 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees),B18, ESB1 F10.7-A315.3

Étages	Seismostruct	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	
2	8.19×10^{-5}	4.80×10^{-3}	1.71
3	2.98×10^{-4}	1.58×10^{-2}	1.88
4	6.03×10^{-4}	3.04×10^{-2}	1.98
5	9.67×10^{-4}	4.70×10^{-2}	2.06
6	1.42×10^{-3}	6.42×10^{-2}	2.21
7	1.94×10^{-3}	8.14×10^{-2}	2.39
8	2.52×10^{-3}	9.77×10^{-2}	2.59
9	3.21×10^{-3}	1.13×10^{-1}	2.83
10	3.93×10^{-3}	1.28×10^{-1}	3.06
11	4.51×10^{-3}	1.41×10^{-1}	3.19
12	4.88×10^{-3}	1.52×10^{-1}	3.20
13	5.10×10^{-3}	1.60×10^{-1}	3.17
14	5.29×10^{-3}	1.66×10^{-1}	3.17
15	6.25×10^{-3}	1.77×10^{-1}	3.53
16	7.32×10^{-3}	2.02×10^{-1}	3.62
17	8.37×10^{-3}	2.28×10^{-1}	3.67
18	9.42×10^{-3}	2.54×10^{-1}	3.71
19	1.04×10^{-2}	2.86×10^{-1}	3.66

Tableau IV.30 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees),B18, ESB1 F10.7-A315.3

Étages	Seismostruct depl res max (m)	Seismostruct depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
			%
1	0	0	0
2	3.68×10^{-5}	5.94×10^{-3}	0.62
3	1.38×10^{-4}	2.03×10^{-2}	0.68
4	2.57×10^{-4}	3.88×10^{-2}	0.66
5	3.27×10^{-4}	5.88×10^{-2}	0.56
6	3.42×10^{-4}	7.92×10^{-2}	0.43
7	3.55×10^{-4}	9.94×10^{-4}	0.36
8	4.07×10^{-4}	1.18×10^{-1}	0.34
9	5.45×10^{-4}	1.36×10^{-1}	0.40
10	6.28×10^{-4}	1.50×10^{-1}	0.42
11	7.64×10^{-4}	1.60×10^{-1}	0.48
12	9.90×10^{-4}	1.66×10^{-1}	0.59
13	1.25×10^{-3}	1.68×10^{-1}	0.74
14	1.53×10^{-3}	1.73×10^{-1}	0.89
15	1.83×10^{-3}	1.84×10^{-1}	1.00
16	2.13×10^{-3}	2.08×10^{-1}	1.02
17	2.43×10^{-3}	2.38×10^{-1}	1.02
18	2.74×10^{-3}	2.73×10^{-1}	1.00
19	3.04×10^{-3}	3.07×10^{-1}	0.99

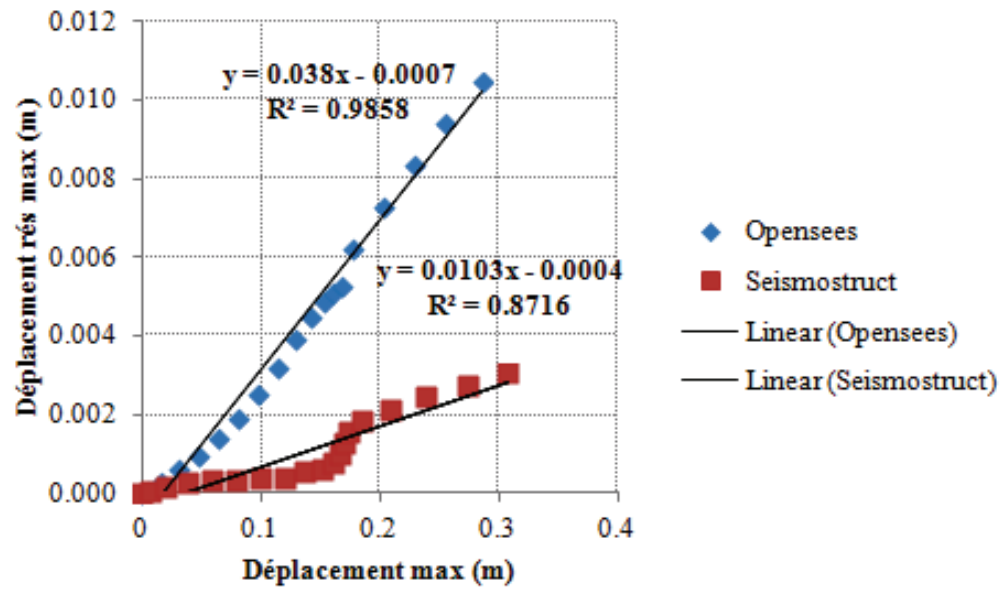


FIG. IV.18 Dépl rési max en fonction du dépl max, ESB1 F10.7-A315.3, B18 (Opensees vs Seismo)

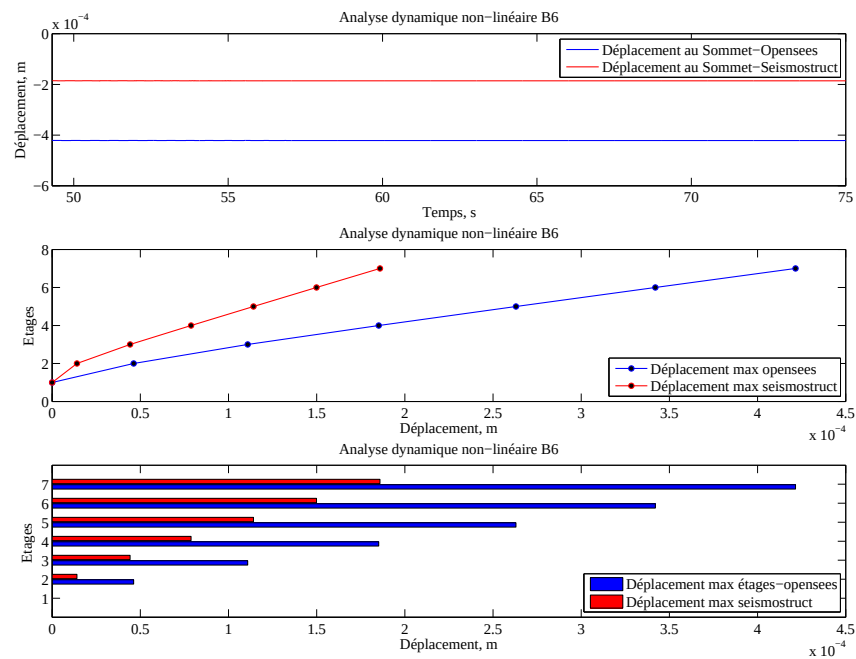


FIG. IV.19 Déplacements résiduels WSB1 F12.3-A68.8, B6 (Opensees vs Seismo)

Tableau IV.31 Déplacement résiduel maximum par étages B6, WSB1 F12.3-A68.8

Étages	Opensees déplacement (m)	Seismostruct déplacement (m)
1	0	0
2	4.62×10^{-5}	1.41×10^{-5}
3	1.10×10^{-4}	4.42×10^{-5}
4	1.85×10^{-4}	7.88×10^{-5}
5	2.63×10^{-4}	1.14×10^{-4}
6	3.42×10^{-4}	1.49×10^{-4}
7	4.21×10^{-4}	1.85×10^{-4}

Tableau IV.32 Dépl résiduel max versus Dépl max (Opensees),B6, WSB1 F12.3-A68.8

Étages	Opensees depl res max (m)	Opensees depl max (m)	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$ %
1	0	0	0.00
2	4.62×10^{-5}	3.30×10^{-3}	1.40
3	1.10×10^{-4}	1.15×10^{-2}	0.96
4	1.85×10^{-4}	2.31×10^{-2}	0.80
5	2.63×10^{-4}	3.72×10^{-2}	0.71
6	3.42×10^{-4}	5.26×10^{-2}	0.65
7	4.21×10^{-4}	6.87×10^{-2}	0.61

Tableau IV.33 Dépl résiduel max versus Dépl max (Seismostruct),B6, WSB1 F12.3-A68.8

Étages	Seismostruct	Seismostruct	$\frac{\text{déplacement maximum}}{\text{déplacement résiduel maximum}}$
	depl res max (m)	depl max (m)	%
1	0	0	0
2	1.41×10^{-5}	3.20×10^{-3}	0.44
3	4.42×10^{-5}	1.16×10^{-2}	0.38
4	7.88×10^{-5}	2.35×10^{-2}	0.33
5	1.14×10^{-4}	3.74×10^{-2}	0.30
6	1.49×10^{-4}	5.24×10^{-2}	0.29
7	1.85×10^{-4}	6.81×10^{-2}	0.27

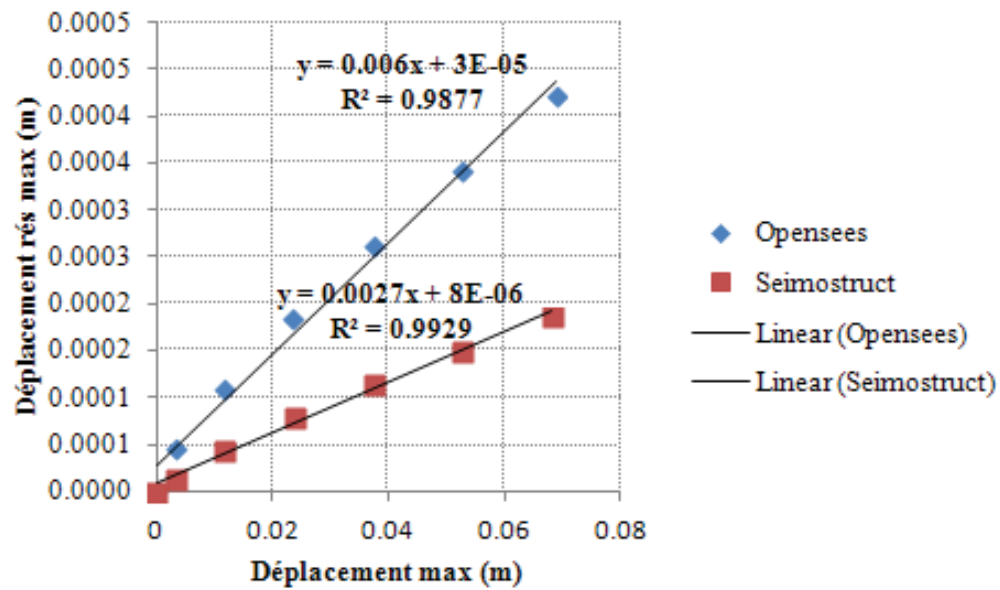


FIG. IV.20 Dépl rési max en fonction du dépl max, WSB1 F12.3-A68.8, B6 (Opensees vs Seismo)