

Titre: Comportement sismique inélastique des bâtiments multi-étagés
Title: présentant une discontinuité de masse sur leur hauteur

Auteur: Laure Poncet
Author:

Date: 2003

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Poncet, L. (2003). Comportement sismique inélastique des bâtiments multi-étagés présentant une discontinuité de masse sur leur hauteur [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/7296/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7296/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert Tremblay
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT SISMIQUE INÉLASTIQUE DES BÂTIMENTS MULTI-
ÉTAGÉS PRÉSENTANT UNE DISCONTINUITÉ DE MASSE SUR LEUR
HAUTEUR

LAURE PONCET

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)
OCTOBRE 2003



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-612-90854-2

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-90854-2

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

COMPORTEMENT SISMIQUE INÉLASTIQUE DES BÂTIMENTS MULTI-
ÉTAGÉS PRÉSENTANT UNE DISCONTINUITÉ DE MASSE SUR LEUR
HAUTEUR

présenté par: PONCET Laure

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

a été dûment accepté par le jury constitué de:

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Je souhaite tout d'abord remercier mon directeur de recherche, le Professeur Robert Tremblay, pour la qualité de son encadrement et pour sa disponibilité.

Je souhaite également remercier le Professeur Bruno Massicotte et le Professeur Pierre Léger pour avoir pris le temps de répondre à mes questions au cours de ces deux années de maîtrise.

Je tiens aussi à remercier Monsieur Martin Leclerc pour son aide et pour ses connaissances informatiques.

Enfin, je remercie Messieurs Gérard Degrange, Denis Fortier, Patrice Bélanger, Guillaume Cossette et Madame Kathleen Moffat de m'avoir permis de travailler avec eux dans le laboratoire de structure et par la même occasion d'approfondir mes connaissances techniques.

RÉSUMÉ

L'utilisation des contreventements en treillis en acier utilisés dans les structures de bâtiments est très répandue dans les zones sismiques actives et les connaissances sur le comportement des bâtiments irréguliers avec des contreventements concentriques pour résister aux charges latérales sont peu approfondies. Ce mémoire présente les résultats d'une étude sur le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis en acier utilisés dans les structures de bâtiments comportant une irrégularité de masse sur leur hauteur afin de vérifier l'adéquation du CNB 2004 et de la norme S16-01 pour la conception.

L'étude débute avec une revue de littérature, suivie de deux chapitres exploratoires pour maîtriser les méthodes de conceptions statiques équivalente et spectrale ainsi que la procédure d'analyse temporelle. L'étude prend en compte l'importance de l'irrégularité de masse, la hauteur de la structure et le type de séisme. L'étude termine avec un chapitre où l'on étudie plus précisément des structures irrégulières de huit étages. On procède à des analyses dynamiques temporelles incrémentales, à l'aide du logiciel DRAIN-2D, dans lesquelles les bâtiments sont soumis à chaque accélérogramme dont l'accélération de pointe est progressivement augmentée. Les paramètres pris en compte pour apprécier le comportement d'une structure sont les déplacements inter-étages et la demande en ductilité.

L'étude montre qu'il y a des différences de comportement entre les structures irrégulières et régulières. Les structures irrégulières conçues avec la méthode statique se comportent en général moins bien qu'une structure régulière conçue avec la même méthode. Les analyses montrent aussi que la méthode de conception spectrale permet une certaine amélioration du comportement des structures.

ABSTRACT

The use of braced steel frames in building structures is very widespread in active seismic zones and knowledge on the behaviour of irregular buildings with concentric braced steel frames is not very expensive.

This research shows the results of a study on the inelastic seismic behaviour of concentric braced steel frames used in buildings with irregularities of mass in their height in order to check the provisions of the CNB 2004 and the S16-01 codes for design.

The study begins with a literature review, followed of two exploratory chapters to understand and control the methods of designs : the equivalent static force procedure and the dynamic analysis procedures. these chapters also make it possible to control the nonlinear dynamic analysis method. The study finishes with a chapter where one more precisely studies a type of irregular structures.

The nonlinear temporal analyses makes it possible to compare inter stories displacements and to look the ductility demand which they cause like looking at the inelastic seismic behaviour of the structures by modifying the amplitudes of the accélérogramms standardized.

The study shows that there are differences in behaviour between the irregular and regular structures. The irregular structures designed with the static method behave in general less although one regular structure designed with the same method.

The analyses also show that the method of spectral design allows a certain improvement of the behaviour of the structures.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT.....	VI
TABLES DES MATIÈRES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES ANNEXES.....	XXIV

Chapitre 1: INTRODUCTION.....1

1.1 Généralité.....	1
1.2 Objectifs.....	2
1.3 Méthodologie.....	3

CHAPITRE 2: REVUE DE LITTÉRATURE.....5

2.1 Introduction.....	5
2.2 Études sur les irrégularité dues à la masse.....	5
2.3 Code national du bâtiment du Canada (CNB 2004).....	7
2.3.1 Spectre de conception.....	7
2.3.2 Critères des structures irrégulières.....	9

2.3.3	Méthodes d'analyses	10
2.3.4	Force sismique latérale de base minimum V	11
2.3.5	Procédure du calcul des forces statiques équivalentes	12
2.3.6	Procédure de l'analyse modale	13
2.3.7	Calcul et limite des flèches	14
2.4	Traitement des irrégularités structurales dans d'autres codes	15
2.4.1	NEHRP 1997	15
2.4.2	Eurocode 8	20
2.5	Conception basée sur la capacité	25
2.5.1	Règles de conception des contreventements en treillis du CSA-S16-01	25
2.5.2	Méthode de conception	27
2.6	Comportement sismique	31
2.6.1	Critère de performance	31
2.6.2	Déplacement inter étages	33
2.6.3	Aléa sismique	33
2.6.4	Choix des séismes	35
2.6.5	Méthode d'analyse dynamique non linéaire incrémentale	37
 CHAPITRE 3: ÉTUDES EXPLORATOIRES (1^{ÈRE} PARTIE)		40
3.1	Objectifs	40
3.2	Méthodologie	41
3.3	Présentation des bâtiments étudiés	42
3.4	Conception avec la méthode statique équivalente	49
3.4.1	Forces sismique latérale minimum	49
3.4.2	Distribution des forces sismiques latérales	51
3.4.3	Sélection des diagonales	52
3.4.4	Sélection des poteaux	57
3.4.5	Sélection des poutres	66

3.4.6	Analyse statique	69
3.5	Conception avec la méthode spectrale	74
3.6	Analyse temporelles	83
3.6.1	Accélérogrammes	83
3.6.2	Analyses temporelle linéaire	86
3.6.3	Analyse temporelle non linéaire	94
3.7	Conclusion	102

CHAPITRE 4: ÉTUDE EXPLORATOIRE (2^{ÈME} PARTIE).....104

4.1	Objectifs	104
4.2	Méthodologie	104
4.3	Présentation des bâtiments étudiés	105
4.4	Conception avec la méthode statique	108
4.4.1	Spectre de conception	108
4.4.2	Forces sismiques latérales	108
4.4.3	Sélection des membrures des contreventements	110
4.4.4	Analyse statique	113
4.5	Conception avec la méthode spectrale	118
4.6	Analyses temporelles	127
4.6.1	Analyses temporelles linéaires	127
4.6.2	Analyse temporelles non linéaires	134
4.7	Conclusion	149

CHAPITRE 5: ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE STRUCTURES

IRRÉGULIÈRES DE 8 ÉTAGES.....	150
5.1 Objectifs.....	150
5.2 Méthodologie	150
5.3 Bâtiments étudiés	152
5.4 Méthode de conception des structures	155
5.4.1 Conception avec la méthode statique équivalente.....	155
5.4.2 Conception avec la méthode spectrale	157
5.5 Résultats de la conception.....	159
5.5.1 Propriétés des structures.....	159
5.5.2 Résultats des analyses statiques et spectrales.....	163
5.6 Analyses temporelles	168
5.6.1 Accélérogrammes.....	168
5.6.2 Analyses temporelles linéaires	173
5.6.3 Analyse temporelles non linéaires.....	191
5.7 Conclusion.....	224
 CHAPITRE 6 :CONCLUSION.....	 226
 BIBLIOGRAPHIE.....	 229
 ANNEXES.....	 233

Tableau 2. 1: Type d'irrégularité.....	9
Tableau 2. 2: Irrégularités structurales dans le NEHRP 1997	16
Tableau 2. 3: Catégories d'analyse dans le NEHRP 1997.....	17
Tableau 2. 4: Types d'irrégularité structurale dans l'Eurocode 8	22
Tableau 3. 1: Nomenclature des bâtiments étudiés.....	43
Tableau 3. 2: Charges permanentes et charges vives.....	45
Tableau 3. 3 : Poids sismique W (kN) pour la moitié des bâtiments (par contreventement)	45
Tableau 3. 4 : Propriétés des poteaux de gravité pour les bâtiments de 4 étages.....	47
Tableau 3. 5 : Propriétés des poteaux de gravité pour les bâtiments de 8 étages.....	48
Tableau 3. 6 : Valeurs spectrales pour la ville de Vancouver	50
Tableau 3. 7 : Valeurs des composantes de V.....	51
Tableau 3. 8 : Forces latérales appliquées à chaque niveau pour les 4 bâtiments.....	51
Tableau 3. 9: Distribution des charges latérales avec effet P- pou r R4-S.....	53
Tableau 3. 10 : Distribution des charges latérales avec effet P- pou r I4-50-200S.....	53
Tableau 3. 11 : Distribution des charges latérales avec effet P- pou r R8-S.....	53
Tableau 3. 12 : Distribution des charges latérales avec effet P- pou r I8-50-200S.....	54
Tableau 3. 13 : Choix des diagonales pour R4-S	54
Tableau 3. 14 : Choix des diagonales pour I4-50-200S	55
Tableau 3. 15 : Choix des diagonales pour R8-S	55
Tableau 3. 16 : Choix des diagonales pour I8-0-200S	55
Tableau 3. 17 : Charges de gravité dans les poteaux pour R4-S et I4-50-200S.....	57
Tableau 3. 18 : Charges de gravité dans les poteaux pour R8-S et I8-50-200S.....	58
Tableau 3. 19 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres pour le bâtiment R4-S	64

Tableau 3. 20 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres pour le bâtiment I4-50-200S	64
Tableau 3. 21 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres pour le bâtiment R8-S	65
Tableau 3. 22 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres pour le bâtiment I8-50-200S	65
Tableau 3. 23 : Choix des poutres pour le bâtiment R4-S	66
Tableau 3. 24 : Choix des poutres pour le bâtiment I4-50-200S	66
Tableau 3. 25 : Choix des poutres pour le bâtiment R8-S	67
Tableau 3. 26 : Choix des poutres pour le bâtiment I8-50-200S	67
Tableau 3. 27 : Vérification des poutres pour le bâtiment R4-S	68
Tableau 3. 28 : Vérification des poutres pour le bâtiment I4-50-200S	68
Tableau 3. 29 : Vérification des poutres pour le bâtiment R8-S	68
Tableau 3. 30 : Vérification des poutres pour le bâtiment I8-50-200S	69
Tableau 3. 31 : Sections pour R4-S	72
Tableau 3. 32 : Section pour la structure I4-50-200S	73
Tableau 3. 33 : Sections pour la structure R8-S	73
Tableau 3. 34: Sections pour la structure I8-50-200S	74
Tableau 3. 35 : Valeurs de V_d/V_e pour les structures conçues avec la méthode statique	75
Tableau 3. 36 : Sections de R4-D	77
Tableau 3. 37: Sections de I4-50-200D	77
Tableau 3. 38: Sections de R8-D	78
Tableau 3. 39: Sections de I8-50-200D	79
Tableau 3. 40 : Valeurs de V_d/V_e pour les structures conçues avec l'analyse spectrales	81
Tableau 3. 41 : Caractéristique des accélérogrammes normalisés	83
Tableau 3. 42 : Valeurs de α et β	87
Tableau 4. 1: Nomenclature des bâtiments étudiés	105

Tableau 4. 2 : Poids sismiques (kN)	107
Tableau 4. 3 : Période T_a des bâtiments étudiés.....	108
Tableau 4. 4 : Valeurs de V (kN) par contreventement	109
Tableau 4. 5: Valeurs F_x (kN) par contreventement.....	109
Tableau 4. 6 : Valeurs de V_x (kN).....	111
Tableau 4. 7: Sections des contreventements pour le bâtiment I4T2-50-200S.....	114
Tableau 4. 8 : Sections des contreventements pour le bâtiment I8T2-50-200S.....	114
Tableau 4. 9: Sections des contreventements pour le bâtiment R12-S	115
Tableau 4. 10: Sections des contreventements pour le bâtiment I12-50-200S	115
Tableau 4. 11 : Sections des contreventements pour le bâtiment I12T2-75-200S.....	116
Tableau 4. 12: Sections choisies pour la structure I4T2-75-200D	120
Tableau 4. 13: Sections choisies pour la structure I8T2-75-200D.....	121
Tableau 4. 14: Sections choisies pour la structure R12-D	121
Tableau 4. 15: Sections choisies pour la structure I12-50-200D	122
Tableau 4. 16: Sections choisies pour la structure I12T2-75-200D.....	122
Tableau 4. 17 : Valeurs de V_d/V_e	123
Tableau 4. 18 : Valeurs de α et de β	127
 Tableau 5. 1 : Description des bâtiments étudiés.....	 152
Tableau 5. 2 : Poids sismiques, W , par niveau (kN), par cadre	153
Tableau 5. 3: Valeurs de $V_d R_d R_o / V_e$ obtenues de l'analyse spectrale pour les conceptions effectuées par la méthode statique équivalente.....	 158
Tableau 5. 4: Périodes des 14 structures étudiées.....	160
Tableau 5. 5 : Valeurs de $V_d R_d R_o / V_e$ pour les conceptions spectrales	164
Tableau 5. 6: Rapports du déplacement inter-étage maximum d'un niveau sur le déplacement inter-étage maximum du niveau supérieurs des structures obtenus des analyses statiques ou spectrales suivant la méthode de conception.	 164
Tableau 5. 7 :Caractéristiques des accélérogrammes.....	169

Tableau 5. 8: Valeurs des Δt utilisé dans DRAIN-2D pour les 10 accélérogrammes....	175
Tableau 5. 9 : Valeurs de μ et β des 14 structures étudiées	175
Tableau 5. 10: Minimum, maximum et moyenne de la demande en ductilité maximale sur la hauteur des structures	192
Tableau 5. 11 : Effet de l'irrégularité sur la demande en ductilité.....	194
Tableau 5. 12 : Effet de la méthode de conception sur la demande en ductilité.....	194
Tableau 5. 13: Minimum, maximum et moyenne des déplacements inter-étages de pointe maximums sur la hauteur des structures pour chaque bâtiment soumis aux 10 accélérogrammes.....	197
Tableau 5. 14: Valeurs de SF nécessaires pour que 16% des accélérogrammes emmènent les structures aux états limites	212
Tableau 5. 15: Valeurs de SF nécessaires pour que 50% des accélérogrammes emmènent les structures aux états limites.	212
Tableau 5. 16: Valeurs de SF nécessaires pour que 84% des accélérogrammes emmènent les structures aux états limites.	213
Tableau 5. 17: Rapport des SF_{dyn} versus SF_{stat} pour avoir 16%, 50% ou 84% des accélérogrammes qui entraînent les structures aux différents états limites.	219
Tableau 5. 18: Poids d'acier des contreventements des structures suivant la méthode de conception.....	225

LISTE DES FIGURES

Figure 2. 1: Spectre d'accélération	8
Figure 2. 2 : Méthodes d'analyses (CNB 2004).....	10
Figure 2. 3 : Spectre de réponse pour l'Eurocode 8.....	20
Figure 2. 4: Niveau de performance et déformation structurale correspondante pour structures non ductiles (source tirée du FEMA 273)	32
Figure 2. 5: Performance et demande en déformation structurale pour structures ductiles (source tirée du FEMA 273).....	32
Figure 2. 6: Procédure de conception parasismique basée sur la performance.....	34
Figure 2. 7: Matrice de performance d'un bâtiment donnée par le NEHRP 1997 (référence : présentation de S. Pezeshk, 2002)	35
Figure 2. 8 : Types de courbes IDA (référence : Vamvatsikos et Cornell, 2002).....	39
Figure 3. 1: Forme des bâtiments étudiés.....	41
Figure 3. 2: Vue en plan des bâtiments.....	43
Figure 3. 3 : Représentation des contreventements et des poteaux de gravités pour les structures de 4 étages.....	44
Figure 3. 4 : Représentation des contreventements et des poteaux de gravités pour les structures de 8 étages.....	44
Figure 3. 5 : Représentation de la distribution du poids sismique pour la structure R4	46
Figure 3. 6 : Représentation de la distribution du poids sismique pour la structure I4-50-200.....	46
Figure 3. 7: Spectre d'accélération pour la ville de Vancouver.....	50
Figure 3. 8 : Forces latérales sismiques appliquées à chaque niveau des 4 structures.....	52
Figure 3. 9 : C_F/C_T dans les diagonales pour R4-S et I4-50-200S	56
Figure 3. 10 : C_F/C_T dans les diagonales pour R8-S et I8-50-200S	57
Figure 3. 11 : Efforts axiaux dans les poteaux au flambement des diagonales pour le bâtiment R4-S	60

Figure 3. 12 : Efforts axiaux dans les poteaux après flambement des diagonales pour le bâtiment R4-S	60
Figure 3. 13 : Efforts dans les diagonales sous les forces latérales de 4.5E pour la structure R4-S	61
Figure 3. 14 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et dans les poteaux pour la structure R4-S	61
Figure 3. 15 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et les poteaux pour la structure I4-50-200S	62
Figure 3. 16 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et les poteaux pour la structure R8-50-200S	62
Figure 3. 17 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et les poteaux pour la structure I8-50-200S	63
Figure 3. 18 : Modélisation d'un contreventement de 8 étages	70
Figure 3. 19 : Δ/hs (%) pour R4-S et I4-50-200S	70
Figure 3. 20 : Δ/hs (%) pour R8-S et I8-50-200S	71
Figure 3. 21 : Δ/hs (%) pour R8-S	72
Figure 3. 22 : C_{RSP}/C_{RST} pour les structures R4-S et I4-50-200S	75
Figure 3. 23 : C_{RSP}/C_{RST} pour les structures R8-S et I8-50-200S	76
Figure 3. 24 : Valeurs de $C_u \text{ spectral}/C_u \text{ statique}$ pour les structures de types R4 et I4-50-200	80
Figure 3. 25 : Valeurs de $C_u \text{ spectral}/C_u \text{ statique}$ pour les structures de types R8 et I8-50-200	80
Figure 3. 26 : Déplacements inter étages obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments R4-S, I4-50-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments R4-D, I4-50-200D.....	82
Figure 3. 27 : Déplacements inter étages obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments R8-S, I8-50-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments R8-D, I8-50-200D.....	82
Figure 3. 28 : Spectre de réponse pour l'accélérogramme A01 normalisé.....	83

Figure 3. 29: Spectre de réponse pour l'accélérogramme A02 normalisé.....	84
Figure 3. 30 : Spectre de réponse modifié pour l'accélérogramme A03	84
Figure 3. 31 : Accélérogramme A01 normalisé	85
Figure 3. 32 : Accélérogramme A02 normalisé	85
Figure 3. 33 : Accélérogramme A03 normalisé	86
Figure 3. 34 : R4-S et R4-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A01	87
Figure 3. 35 : R4-S et R4-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A02	88
Figure 3. 36 : R4-S et R4-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A03	88
Figure 3. 37: I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A01	89
Figure 3. 38 : I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A02	89
Figure 3. 39 : I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A03	90
Figure 3. 40 : R8-S et R8-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A01	91
Figure 3. 41 : R8-S et R8-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A02.....	91
Figure 3. 42: R8-S et R8-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A03	91
Figure 3. 43: I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A01	92
Figure 3. 44 : I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A02.....	92
Figure 3. 45 : I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A03	93
Figure 3. 46 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment R4-S.....	94
Figure 3. 47 : C_{max}/C_u dans les diagonales de R4-D	95
Figure 3. 48 : C_{max}/C_u dans les diagonales de I4-50-200S	95
Figure 3. 49 : C_{max}/C_u dans les diagonales de I4-50-200D	96
Figure 3. 50 : C_{max}/C_u dans les diagonales de R8-S	96
Figure 3. 51 : C_{max}/C_u dans les diagonales de R8-D	97
Figure 3. 52: C_{max}/C_u dans les diagonales de I8-50-200S	97
Figure 3. 53 : C_{max}/C_u dans les diagonales de I8-50-200D	98
Figure 3. 54 : R4-S et R4-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogrammes A01, A02 et A03	100
Figure 3. 55 : I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogrammes A01, A02 et A03	101

Figure 3. 56 : R8-S et R8-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogrammes A01, A02 et A03	101
Figure 3. 57 : I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogrammes A01, A02 et A03	102
Figure 4. 1: Vue en plan des structures de 12 étages	106
Figure 4. 2 : Vue des poteaux de gravité des bâtiments de 12 étages	107
Figure 4. 3: Forces latérales appliquées aux étages des bâtiments de 12 étages.....	110
Figure 4. 4: C_f/C_r dans les diagonales des structures de 12 étages.....	111
Figure 4. 5 : C_f/C_r pour I4T2-75-200S et I8T2-75-200S	112
Figure 4. 6 : $\Delta/h_s (\%)$ pour R4-S et I4-50-200S et I4T2-75-200S.....	116
Figure 4. 7: $\Delta/h_s (\%)$ pour R8-S et I8-50-200S et I8T2-75-200S.....	117
Figure 4. 8 : $\Delta/h_s (\%)$ pour R12-S et I12-50-200S et I12T2-75-200S.....	117
Figure 4. 9: C_{udyn}/C_{ustat} pour les structures de type I4T2-50-200	119
Figure 4. 10: C_{udyn}/C_{ustat} pour les structures de type I8T2-50-200	119
Figure 4. 11: C_{udyn}/C_{ustat} pour les structures de type R12, I12-50-200 et I12T2-75-200	120
Figure 4. 12 : $\Delta/h_s (\%)$ obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I4T2-75-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I4T2-75-200D	124
Figure 4. 13: $\Delta/h_s (\%)$ obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I8T2-75-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I8T2-75-200D	124
Figure 4. 14 : $\Delta/h_s (\%)$ obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments R12-S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments R12-D.....	125
Figure 4. 15 : $\Delta/h_s (\%)$ obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I12-50-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I12-50-200D...	125
Figure 4. 16 : $\Delta/h_s (\%)$ obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I12T2-75-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I12T2-75-200D	126

Figure 4. 17: Δ/hs (%) pour les bâtiments I4T2-75-200S, R4-S, I4T2-75-200D et R4-D pour A01	128
Figure 4. 18: Δ/hs (%) pour les bâtiments I4T2-75-200S, R4-S, I4T2-75-200D et R4-D pour A02	128
Figure 4. 19 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I4T2-75-200S, R4-S, I4T2-75-200D et R4-D pour A03	129
Figure 4. 20: Δ/hs (%) pour les bâtiments I8T2-75-200S, R8-S, I8T2-75-200D et R8-D pour A01	129
Figure 4. 21: Δ/hs (%) pour les bâtiments I8T2-75-200S, R8-S, I8T2-75-200D et R8-D pour A02	130
Figure 4. 22 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I8T2-75-200S, R8-S, I8T2-75-200D et R8-D pour A03	130
Figure 4. 23 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12-50-200S, R12-S, I12-50-200D et R12-D pour A01	131
Figure 4. 24: Δ/hs (%) pour les bâtiments I12-50-200S, R12-S, I12-50-200D et R12-D pour A02	131
Figure 4. 25 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12-50-200S, R12-S, I12-50-200D et R12-D pour A03	132
Figure 4. 26 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12T2-75-200S, R12-S, I12T2-75-200D, R12-D pour A01	132
Figure 4. 27 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12T2-75-200S, R12-S, I12T2-75-200D, R12-D pour A02	133
Figure 4. 28 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12T2-75-200S, R12-S, I12T2-75-200D, R12-D pour A03	133
Figure 4. 29 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I4T2-75-200S	135
Figure 4. 30 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I4T2-75-200D	135
Figure 4. 31 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I8T2-75-200S	136
Figure 4. 32 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I8T2-75-200D	136
Figure 4. 33 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment R12-S	137

Figure 4. 34 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment R12-D	137
Figure 4. 35 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12-50-200S.....	138
Figure 4. 36 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12-50-200D	138
Figure 4. 37 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12T2-75-200S	139
Figure 4. 38 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12T2-75-200D.....	139
Figure 4. 39 : $\Delta/hs(\%)$ pour I4T2-75-200S et I4T2-75-200D	141
Figure 4. 40 : $\Delta/hs(\%)$ pour I8T2-75-200S et I8T2-75-200D	141
Figure 4. 41 : $\Delta/hs(\%)$ pour R12-S et R12-D.....	142
Figure 4. 42 : $\Delta/hs(\%)$ pour I12-50-200S et I12-50-200D.....	142
Figure 4. 43 : $\Delta/hs(\%)$ pour I12T2-75-200S et I12T2-75-200D	143
Figure 4. 44 : Amplitude et maximum des déplacements inter-étages pour l'analyse non linéaire avec A01.....	145
Figure 4. 45: Amplitude et maximum des déplacements inter-étages pour l'analyse non linéaire avec A02.....	146
Figure 4. 46: Amplitude et maximum des déplacements inter-étages pour l'analyse non linéaire avec A03.....	146
Figure 4. 47 : Moyenne des déplacements inter-étages pour l'analyses non linéaires avec A01	147
Figure 4. 48 : Moyenne des déplacements inter-étages pour l'analyses non linéaires avec A02	148
Figure 4. 49 : Moyenne des déplacements inter-étages pour l'analyses non linéaires avec A03	148
Figure 5. 1 : Vue en plan des bâtiments avec une irrégularité de masse de 200%	154
Figure 5. 2 : Vue en plan des bâtiments avec une irrégularité de 300 %.....	154
Figure 5. 3 : Forces latérales appliquées aux étages des bâtiments de type I8- α -200S .	156
Figure 5. 4 : Forces latérales appliquées aux étages des bâtiments de type I8- α -300S .	157
Figure 5. 5 : Valeurs de C_f/C_r pour les 14 bâtiments	161
Figure 5. 6 : Valeurs des C_{fdyn}/C_{fstat} dans les diagonales des 7 types de structures	162

Figure 5. 7 : Valeurs de $C_{\text{udyn}}/C_{\text{ustat}}$ des 7 types de structures	162
Figure 5. 8 : Déplacements inter étages obtenus par les analyses statiques pour les structures conçues avec la méthode statique et par les analyses spectrales pour les conceptions spectrales.	165
Figure 5. 9: Distribution des efforts de cisaillements et représentation des trois premiers modes pour les structures R8-100-200 et I-50-300.....	167
Figure 5. 10 : Accélérogramme S01	170
Figure 5. 11 : Accélérogramme S02	170
Figure 5. 12 : Accélérogramme S03	170
Figure 5. 13 : Accélérogramme S04	171
Figure 5. 14 : Accélérogramme S05	171
Figure 5. 15 : Accélérogramme S06	171
Figure 5. 16 : Accélérogramme S07	172
Figure 5. 17 : Accélérogramme S08	172
Figure 5. 18 : Accélérogramme S09	172
Figure 5. 19 : Accélérogrammes S10.....	173
Figure 5. 20 : Rapports des Δ/h_s des bâtiments conçus par la méthode spectrale sur les Δ/h_s des bâtiments de mêmes type conçus par la méthode statique	176
Figure 5. 21 : Rapports des Δ/h_s des bâtiments avec une irrégularité de masse de 300% sur les Δ/h_s des bâtiments avec une irrégularité de masse de 200% ayant la même hauteur de décrochage et la même méthode de conception.....	176
Figure 5. 22 : $\Delta/h_s(\%)$ pour R8-100-200S, analyses linéaires	177
Figure 5. 23 : $\Delta/h_s(\%)$ pour R8-100-200D, analyses linéaires.....	178
Figure 5. 24 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-200S, analyses linéaires.....	179
Figure 5. 25 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-200D, analyses linéaires	180
Figure 5. 26 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-200S, analyses linéaires.....	181
Figure 5. 27 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-200D, analyses linéaires	182

Figure 5. 28 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-200S, analyses linéaires	183
Figure 5. 29 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-200D, analyses linéaires	184
Figure 5. 30 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-300S, analyses linéaires.....	185
Figure 5. 31 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-300D, analyses linéaires	186
Figure 5. 32 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-300S, analyses linéaires.....	187
Figure 5. 33 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-300D, analyses linéaires	188
Figure 5. 34 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-300S, analyses linéaires.....	189
Figure 5. 35 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-300D, analyses linéaires	190
Figure 5. 36 : Effet de l'irrégularité sur la demande moyenne et maximale en ductilité.....	195
Figure 5. 37 : Effet de la méthode de conception sur la demande moyenne et maximale en ductilité	195
Figure 5. 38 : Ductilité du bâtiment R8-100-200S pour les 10 accélérogrammes	198
Figure 5. 39: Ductilité du bâtiment R8-100-200D pour les 10 accélérogrammes	198
Figure 5. 40: Ductilité du bâtiment I8-25-200S pour les 10 accélérogrammes	199
Figure 5. 41: Ductilité du bâtiment I8-25-200D pour les 10 accélérogrammes.....	199
Figure 5. 42: Ductilité du bâtiment I8--50-200S pour les 10 accélérogrammes.....	200
Figure 5. 43: Ductilité du bâtiment I8-50-200D pour les 10 accélérogrammes.....	200
Figure 5. 44: Ductilité du bâtiment I8-75-200S pour les 10 accélérogrammes	201
Figure 5. 45 : Ductilité du bâtiment I8-75-200D pour les 10 accélérogrammes.....	201
Figure 5. 46: Ductilité du bâtiment I8-25-300S pour les 10 accélérogrammes	202
Figure 5. 47: Ductilité du bâtiment I8-25-300D pour les 10 accélérogrammes.....	202
Figure 5. 48: Ductilité du bâtiment I8-50-300S pour les 10 accélérogrammes	203
Figure 5. 49: Ductilité du bâtiment I8-50-300D pour les 10 accélérogrammes.....	203
Figure 5. 50: Ductilité du bâtiment I8-75-300S pour les 10 accélérogrammes	204
Figure 5. 51: Ductilité du bâtiment I8-75-300D pour les 10 accélérogrammes.....	204
Figure 5. 52 : Déplacements inter-étages maximums à chaque niveau de la structure I8-50-300D sous le séisme S07 pour des SF variant de 0.2 à 2.0	208

Figure 5. 53 : Courbes IDA pour la structure I8-50-200D.....	209
Figure 5. 54 : Représentation des courbes fractiles.....	211
Figure 5. 55: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour R8-100-200S et R8-100-200D.....	213
Figure 5. 56 :Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-25-200S et I8-25-200D ..	214
Figure 5. 57: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-50-200S et I8-50-200D ..	214
Figure 5. 58: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-75-200S et I8-75-200D ..	215
Figure 5. 59: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-25-300S et I8-25-300D ..	215
Figure 5. 60: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-50-300S et I8-50-300D ..	216
Figure 5. 61: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-75-300S et I8-50-300D ..	216
Figure 5. 62 : Rapport des SF des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique aux différents états limites pour 16% fractile...	220
Figure 5. 63 : Rapport des SF des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique aux différents états limites pour 50% fractile ..	220
Figure 5. 64 : Rapport SF_{dyn}/SF_{stat} pour avoir 16% fractile aux états limites pour I8-25-200, I8-25-300 et R8-100-200.	222
Figure 5. 65 : Rapport SF_{dyn}/SF_{stat} pour avoir 16% fractile aux états limites pour I8-50-200, I8-50-300 et R8-100-200.	222
Figure 5. 66 : Rapport SF_{dyn}/SF_{stat} pour avoir 16% fractile aux états limites pour I8-75-200, I8-75-300 et R8-100-200.	223
Figure 5. 67 : Rapport des SF des structures irrégulières conçues avec la méthode spectrale sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique aux différents états limites pour 16% fractile ..	223

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 2-1: Coefficients de réduction R_d et R_o	233
ANNEXE 2-2 : Valeur de M_v et J	234
ANNEXE 2-3 : Coefficient de fondation F_a et F_v	235
ANNEXE 2-4 : Période fondamentale prescrite par le NEHRP 1997.....	236
ANNEXE 2-5 :Catégorie de conception sismique.....	237
ANNEXE 4-1 : Poteaux de gravité des structures de 12 étages.....	238
ANNEXE 5-1 :Poteaux de gravité pour les structures de 8 étages	241
ANNEXE 5-2: Sections des contreventements des structures de 8 étages.....	260
ANNEXE 5-3 :Déplacements inter-étages de pointe pour $SF=1$	274
ANNEXE 5-4 :Courbe IDA pour chaque structure.....	281

CHAPITRE 1: INTRODUCTION

1.1 GÉNÉRALITÉ

L'utilisation des contreventement en treillis en acier utilisés dans les structures de bâtiments est très répandue dans les zones sismiques actives car ils permettent d'obtenir une rigidité et une résistance horizontale importante et donc d'assurer la stabilité latérale des charpentes de bâtiments en aciers. De plus, les contreventements en treillis en acier sont appréciés pour leurs simplicité de conception, de construction, de montage et de leur coût qui est généralement moins élevé que celui d'autres systèmes de résistance aux charges latérales.

Le comportement sismique inélastique des contreventements en treilles en acier utilisés dans les structures de bâtiments réguliers sous des sollicitations sismiques importantes est de mieux en mieux connu et maîtrisé. Des règlements de conception plus strictes et de nouveaux systèmes de contreventement ont été étudiés et mis en place afin d'améliorer leurs comportements (pour empêcher le flambement des diagonales par exemple). En effet, il a été démontré que la résistance à la compression des diagonales de contreventements se dégrade sous des chargements cycliques dans le domaine inélastique, ce qui provoque une réduction de la résistance concentrée dans la structure pouvant entraîner une instabilité dynamique du bâtiment par la présence d'étage souple. Ceci est provoqué par la capacité limitée des treillis à redistribuer les déformations inélastiques vers les éléments de la structure moins endommagés. De même, de grandes déformations inélastiques en compression peuvent provoquer du flambement local dans les diagonales, suscitant la rupture de celles-ci si elles sont soumises ultérieurement à de grandes déformations inélastiques en tension.

Le nouveau Code National du Bâtiment du Canada (NBCC 2004) propose des modifications pour la conception sismique des structures (combinaisons de charges,

paramètres à prendre compte pour le calcul des charges latérales à appliquer...). La méthode de conception sismique diffère suivant le type de bâtiment. Une structure de masse et de rigidité régulièrement distribuée sur la hauteur peut être conçue par la méthode statique équivalente alors qu'une structure irrégulière doit être conçue à l'aide de la méthode spectrale.

Même si des analyses ont été effectuées sur des structures comportant des irrégularités de masses pour des cadres plans (Magliulo et al., 2002) ou pour des cadres en aciers résistants aux moments (Osman, 2002), le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis en acier utilisés dans les structures est connu surtout pour les bâtiments réguliers aux niveaux de leur géométrie, de leur masse ou de leur rigidité. On soupçonne que l'irrégularité de masse pourrait être critique compte tenu que les CBFs (Concentrically Steel Braced Frames) sont susceptibles de subir des déformations inélastiques non informées. Les comportements sismiques inélastiques des contreventements en treillis en acier utilisés dans les structures de bâtiment régulier semblent être différents de ceux des bâtiments irréguliers. Les règles de conception du code n'ont pas été validées pour des structures présentant des irrégularités de masse, il serait donc intéressant de voir dans quelles mesures il y a une influence de l'irrégularité de masse sur le comportement d'une structure.

1.2 OBJECTIFS

L'objectif de ce mémoire est d'étudier le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis dans les structures de bâtiment présentant des irrégularités de masse sur leur hauteur afin de vérifier les dispositions du CNB 2004 et de la norme S16-01 pour la conception. Pour cela, il faut établir ce qui provoque une plus grande vulnérabilité des contreventements en treillis qui présentent des discontinuités de masse sur leurs hauteurs par rapport aux contreventement en treillis réguliers. Il sera pris en compte l'importance de l'irrégularité, le type de séisme (étude pour plusieurs séismes de

signatures différentes) et l'amplitude des mouvements de sol, ceci afin de connaître les différents niveaux d'amplitude au delà desquelles le bâtiment ne se comporte plus correctement. Il est ensuite nécessaire d'étudier les limites d'application des méthodes de conception présentées par le code au niveau des discontinuités de masse et de déterminer si l'utilisation des méthodes d'analyses dynamiques élastiques (analyse spectrale et temporelle), lors de la conception, améliore le comportement sismique des contreventements en treillis avec discontinuité de masse sur leurs hauteurs.

1.3 MÉTHODOLOGIE

Afin de répondre aux objectifs présentés précédemment, on divise le projet en 4 étapes.

La première étape, présentée dans le chapitre 2, consiste à réunir et à se familiariser avec la littérature existante sur le sujet pour avoir assez de matériel pour mener à bien le projet.

La seconde étape, présentée dans les chapitre 3 et 4, consiste à se familiariser avec les méthodes de conception de contreventement en treillis en acier pour des structures multi-étagés régulières et irrégulières présentées dans le code et à valider les outils (logiciel) utilisées pour les analyses temporelles. Pour cela, on étudie de façon préliminaire le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis pour des structures de bâtiment de 4, 8 et 12 étages présentant des irrégularités de masse sur leurs hauteurs.

La troisième étape, présentée dans le chapitre 5, consiste à étudier un type de structure plus en détail (bâtiments de 8 étages différents, niveau d'irrégularité de masse et différentes hauteur pour la discontinuité) suivant les résultats obtenus dans les chapitres 3 et 4. Les conceptions et les analyses des structures étudiées dans cette parties sont

effectuées de façon plus précise et plus réaliste. On compare le comportement des conceptions irrégulières au comportement des conceptions régulières ainsi que le comportement des conceptions effectuées par la méthode spectrale par rapport à celles effectuées par la méthode statique équivalente. Pour cela on regarde les analyses effectuées avec des accélérogrammes normalisées ou par la méthode d'IDA (Incremental Dynamic Analysis) présentée dans le chapitre 2.

La quatrième étape consiste à examiner les résultats obtenus des analyses réalisées au chapitre 5 et à discuter sur l'adéquation des dispositions du CNB 2004 et de la norme S16-01 pour la conception de contreventements en treillis concentriques en acier utilisés dans les bâtiments multi-étagés présentant une discontinuité de masse sur leur hauteur.

CHAPITRE 2: REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 INTRODUCTION

Ce chapitre contient la revue de la littérature et des codes dont on se sert pour traiter le sujet de ce mémoire. La revue de littérature est divisée en plusieurs parties. Dans un premier temps, on regarde quelques études antérieures sur les structures ayant une irrégularité de masse. On explique les méthodes de conception d'un bâtiment régulier et irrégulier (conception statique ou spectrale) et les critères d'irrégularité d'un bâtiment prescrits par le code national du bâtiment du Canada (CNB 2004) pour ensuite les comparer à deux autres codes. On décrit ensuite la méthode de conception basée sur la capacité et les règles du CSA-S16-01. Enfin on présente les critères de performances sismiques et les outils pour les définir.

2.2 ÉTUDES SUR LES IRRÉGULARITÉS DUES À LA MASSE

Les critères actuellement imposés par les codes internationaux au sujet de l'irrégularité de masse sont actuellement discutés. En effet, l'étude effectuée par Magliulo et al. (2002) sur les conséquences sismiques sur cadres plans irréguliers en élévation montre que même les variations très grandes de la distribution de masse dans l'altitude causent des modifications presque négligeables de la réponse sismique par rapport au cas régulier de référence. Ils en concluent que les critères de régularité fournis par les codes examinés ne semblent pas justifiés. L'étude a été effectuée à partir de structures irrégulières de 5 et 9 étages avec un amortissement de 5% conçues à partir de l'Eurocode 8. De même, une étude analytique entreprise par Osman (2002) pour étudier la réponse sismique de 10 bâtiments de 8 étages avec des cadres en acier résistant au moment réguliers et irréguliers (irrégularité de masse et revers symétrique), conçus à l'aide du code égyptien, montre que les facteurs de modification de réponse appliqués aux

structures uniformes peuvent être appliqués aux structures non uniformes étudiées. Par contre, l'étude effectuée par Nesbet et Pong (2002) sur des bâtiments de 2 et 6 étages ayant une irrégularité structurale en plan et une irrégularité géométrique verticale et conçus suivant le « Uniform Building Code » (UBC,1997) indique qu'il existe des différences significatives entre les résultats obtenus par la méthode ELF (analyse statique de force latérale équivalente) et ceux obtenus par la méthode dynamique. Les structures sont modélisés pour avoir un diaphragme rigide et des poteaux flexibles. La méthode ELF a sous-estimé de manière significative la demande dans les colonnes à la base de la structure. Cette demande, plus élevée pour le cas dynamique, était en grande partie due à de plus grands moments de flexion dans les colonnes lors de l'analyse dynamique. De plus, la distribution inégale de la masse et de la rigidité a également créé les irrégularités de torsion qui étaient plus importante avec l'analyse dynamique. Cette étude semble valider la condition du UBC de l'analyse dynamique de la conception irrégulière de bâtiment. Par contre, l'étude réalisée par Al-Ali et Krawinkler (1998) sur des analyses temporelles non linéaires sur un cadre rigide de 10 étages, pour lequel la distribution verticale de la rigidité et de la masse varie isolement, montre très peu de différence entre le comportement des structures irrégulières et celui de la structure régulière de référence.

On présente dans un premier temps les normes de conception et d'analyses sismique proposées par le code nationale du bâtiment du Canada (CNBC 2004), puis celles proposées par le NEHRP 1997 et l'Eurocode 8. On expose ensuite la méthode de conception utilisée ("Capacité Design") et les règles de conception des contreventements en treillis prescrites par le CSA-S16-01. Enfin, la dernière partie parle du comportement sismique des structures et des outils utilisés pour analyser ce comportement.

2.3 CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA (CNB 2004)

Le code du bâtiment du Canada actuellement en vigueur est le CNB1995. Un nouveau code (CNB2004), actuellement en préparation, contient des dispositions pour les structures irrégulières. On utilise, pour notre étude, le CNB 2004.

2.3.1 Spectre de conception

La capacité des systèmes structuraux à résister à des actions sismiques dans la gamme non linéaire permet généralement leur conception pour des forces correspondant à une réponse élastique linéaire. Pour éviter l'analyse structurale non élastique explicite dans la conception, la capacité de dissipation d'énergie de la structure est prise en considération en exécutant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit appelé "spectre de conception". Le CNB 2004 propose un spectre de calcul moyen pour les différentes régions du Canada. Un exemple de spectre de conception est présenté sur la Figure 2. 1. Il représente l'accélération spectrale $S_a(T)$ modifiée pour tenir compte des conditions de sol, versus la période. L'accélération spectrale (coefficient de réponse spectrale) est déterminée de la manière suivante:

$$S(T) = \text{le plus petit entre } F_v S_a(0.5) \text{ et } F_a S_a(0.2) \text{ pour } T=0.5s$$

$$S(T) = F_v S_a(1.0) \text{ pour } T=1.0s$$

$$S(T) = F_v S_a(2.0) \text{ pour } T=2.0s$$

$$S(T) = F_v S_a(2.0)/2 \text{ pour } T=4.0s$$

pour des valeurs intermédiaires on doit faire une interpolation linéaire

avec:

$S_a(T)$ = l'accélération spectrale pour un amortissement de 5% (accélération de la réponse spectrale amortie de 5% exprimée comme un ratio de l'accélération gravitationnelle pour une période donnée). Différentes valeurs de S_a sont fournies

pour chaque sites au Canada (Adams et al., 1999) pour un aléa sismique de 2% sur 50 ans (voir la partie 2.5.3).

F_v = coefficient relié à la vitesse (*Annexe 2-3*)

F_a = coefficient relié à l'accélération. Coefficient de fondation (coefficient d'accélération dépendant du site). Le coefficient de fondation prend en compte la grande influence du terrain sur les mouvements sismiques et les spectres de réponse (*Annexe 2-3*)

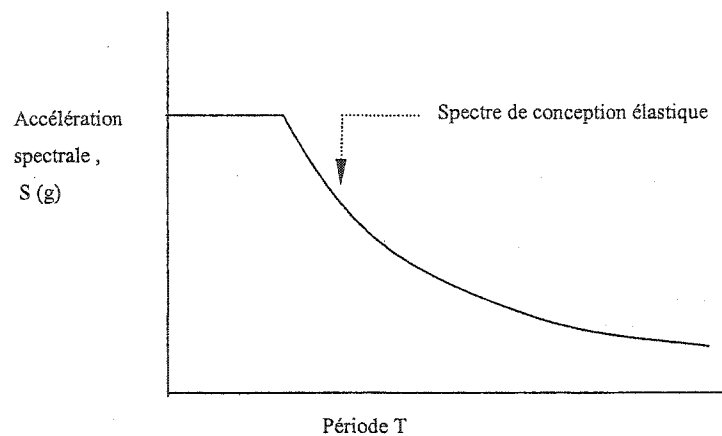


Figure 2. 1: Spectre d'accélération

2.3.2 Critères des structures irrégulières

Les structures désignées comme irrégulières par le CNB 2004 sont décrites dans le Tableau 2. 1.

Tableau 2. 1: Type d'irrégularité

Type	Type d'irrégularité
1	Irrégularité due à la rigidité verticale La rigidité latérale de la structure à un niveau est inférieure à 70% de la rigidité d'un niveau adjacent ou moins que 80% de la rigidité moyenne des trois niveaux en dessous ou en dessus.
2	Irrégularité due au poids Le poids W_i d'un niveau est plus que 150% du poids d'un niveau adjacent. Ce critère ne s'applique pas à un toit qui est plus léger que le plancher en dessous.
3	Irrégularité due à la géométrie verticale La dimension horizontale du système résistant aux forces latérales à un niveau est plus que 130% de celle d'un niveau adjacent.
4	Irrégularité due à la discontinuité en plan dans les éléments résistant aux forces latérales Éléments résistant aux forces latérales décalés dans le plan ou réduction de la rigidité latérale de l'élément résistant à l'étage au dessous.
5	Irrégularité due à la discontinuité dans le plan horizontale du système résistant aux forces latérales
6	Irrégularité due à la discontinuité de la capacité – niveau faible Un niveau faible est celui dont la résistance latérale est moindre que celle du niveau au dessus. La résistance latérale d'un étage est la résistance totale de tous les éléments résistant au séisme dans la direction considérée.
7	Irrégularité due à la torsion Doit être considérée quand le diaphragme n'est pas flexible. Une structure est irrégulière en torsion lorsque le coefficient $B > 1.7$ (voir 2.2.1.9)
8	Irrégularité due aux systèmes non orthogonaux Le système résistant aux charges latérales n'est pas orienté selon un système d'axe orthogonaux.

2.3.3 Méthodes d'analyses

Le CNB 2004 propose deux procédures pour obtenir les actions dues aux tremblements de terre qui doivent être considérées pour la conception:

- Procédure d'analyse dynamique
- Procédure du calcul des forces statiques équivalentes

La conception des bâtiments est effectuée par la méthode statique équivalente proposée par le CNBC pour des structures rencontrant l'un des critères suivants:

- Structures pour lesquelles $I_B F_a S_a(0.2)$ inférieur à 0.35
- Structures régulières de moins de 60 m de hauteur avec une période fondamentale, T_a , de moins de 2 secondes.
- Structures avec irrégularité de type 1, 2, 3, 4, 5, 6 ou 8, comme définies dans le Tableau 2. 1, qui ont une hauteur de moins de 20m et une période latérale fondamentale, T_a , inférieure à 0.5 seconde.

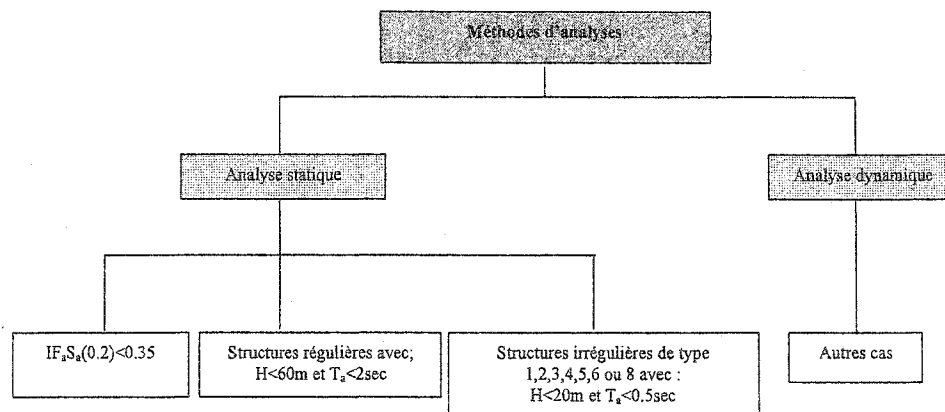


Figure 2. 2 : Méthodes d'analyses (CNB 2004)

2.3.4 Force sismique latérale de base minimum V

La force sismique latérale minimum doit être calculée en concordance avec la formule suivante:

$$V = S(T_a) M_v I_E W / (R_d R_o) : \quad \text{Équation 2- 1}$$

La force V ne doit cependant pas être inférieure à $S(2.0) M_v I_E W / (R_d R_o)$ et pour les SFRS ayant un facteur R_d supérieur ou égal à 1.5, la force V ne doit pas être plus grande que $2/3 S(0.2) I_E W / (R_d R_o)$.

Les paramètres inclus dans ces équations sont les suivants:

I_E = Facteur d'importance.

- = 1.5 pour les bâtiments devant remplir leur fonction immédiatement après un séisme (hôpitaux, casernes de pompiers, etc.)
- = 1.3 pour les écoles
- = 1.0 pour les autres types de bâtiments.

M_v = Facteur pour tenir compte des effets des modes supérieurs sur le cisaillement à la base. (Voir *Annexe 2-2*).

R_d = Facteur de modification de la force relative à la ductilité. Ce facteur reflète la capacité de la structure à dissiper (absorber) l'énergie dans le domaine inélastique. Il prend en compte la capacité d'absorption d'énergie sismique de la structure (ductilité), la redondance du système de résistance latérale et la rigidité du système de résistance latérale. (Voir *Annexe 2-1*).

R_o = facteur de modification de la force lié à la réserve de résistance de la structure (Voir *Annexe 2-1*).

$S(T)$ = Coefficient de réponse sismique (accélération spectrale).

T_a = Période fondamentale de la structure (seconde) dans une direction considérée
Calculée de la manière suivante:

- a) Si l'ossature résiste à 100% des forces latérales exigées et si l'ossature n'est pas revêtue ni renforcée par des éléments plus rigides :
 - $T_a = 0.85 (h_n)^{3/4}$ pour les ossatures en acier résistant aux moments
 - $T_a = 0.075 (h_n)^{3/4}$ pour les ossatures en béton résistant aux moments
 - $T_a = 0.1N$ pour les autres systèmes résistant aux moments
- b) $T_a = 0.05(h_n)^{3/4}$ pour les autres structures
- c) Si T_a est trouvée à l'aide à partir d'une méthode d'analyse dynamique, il faut que cette valeur soit limitée à 1.5 fois la valeur obtenue en a) ou b).

V = Force sismique horizontale à la base de la structure.

W = Poids sismique. Il se compose de la charge permanente totale plus 25% de la surcharge de calcul attribuée à la neige, 60% du poids stocké dans les locaux d'entreposage et 100% du contenu des réservoirs.

2.3.5 Procédure du calcul des forces statiques équivalentes

Pour déterminer les forces statiques équivalentes dues aux séismes sur la hauteur de la structure considérée, la force sismique V doit être distribuée de manière qu'une portion, F_t , soit concentrée au sommet du bâtiment et que le rest soit réparti en fonction de la hauteur et du poids sismiques de chaque niveau. La force F_t est égale à $0.07T_a V$ mais ne doit pas excéder $0.25V$ et peut être considéré comme nulle si T_a est inférieure à 0.7 seconde. Le reste, $V-F_t$, doit être distribué le long de la hauteur de la structure (incluant le dernier niveau) en concordance avec la formule suivante:

$$F_x = (V - F_t) W_x h_x / (\sum W_i h_i) :$$

Équation 2- 2

2.3.6 Procédure de l'analyse modale

- 1) La procédure d'analyse dynamique doit être en concordance avec une des méthodes suivantes :
 - L'analyse dynamique linéaire, soit par la méthode du spectre de réponse (méthode modale) ou soit par la méthode d'intégration linéaire de l'historique du mouvement utilisant le model structural.
 - L'analyse dynamique non linéaire dans le cas d'étude spéciales.
- 2) Les valeurs de l'accélération spectrale utilisée dans la méthode modale doivent être les coefficient d'accélérations spectrales $S(T)$ définis en 2.2.1.2.
- 3) L'historique du mouvement utilisé dans la méthode d'intégration linéaire de l'historique du mouvement doit être compatible avec un spectre de réponse construit à partir des valeurs du spectre d'accélération $S(T)$ définis en 2.2.1.2..
- 4) Le cisaillement élastique à la base, V_e , obtenue par l'analyse dynamique linéaire, doit être multipliée par le facteur d'importance I_E et divisée par $R_o R_d$ (*Annexe 2-1*) pour obtenir la force à la base V_d :

$$V_d = V_e(I)/(R_d R_o) \text{ (Équation 2-3)}$$
- 5) Si le cisaillement à la base V_d obtenu à l'étape 4 est moins que 80% de la force latérale due au tremblement de terre, V (calculé par la procédure de la force statique équivalente), il faut utiliser $V_d = 0.8V$, sauf pour les structures irrégulières définies dans la partie « Méthode d'analyse » qui requièrent une méthode d'analyse dynamique pour lesquelles on doit utiliser la valeur la plus grande entre V_d et 100% de V .
- 6) Les valeurs de cisaillement élastiques des étages, les forces appliquées aux étages, les forces des membrures et les valeurs de déflexions données par l'analyse

dynamique linéaire doivent être multipliées par V_d/V_e pour déterminer les valeurs de conception.

- 7) L'effet des moments de torsion accidentels agissant concurremment avec et en raison des forces sismiques latérales sera représenté par les méthodes suivantes:
 - Les effets statiques des moments de torsion dues à $(\pm 0.10D_{nx})F_x$ à chaque niveau x , où F_x est déterminé en 2.2.1.4 ou de l'analyse dynamique, doivent être combinés avec les effets obtenus par l'analyse dynamique.
 - Si B (défini en 2.2.1.4) est moins que 1.7, il est permis d'utiliser une analyse dynamique tridimensionnelle avec le centre de masse déplacée d'une distance de $-0.05D_{nx}$ et de $+0.05D_{nx}$, avec D_{nx} , la dimension du bâtiment dans la direction perpendiculaire à la direction étudiée.
- 8) L'analyse inclura un nombre suffisant de modes pour obtenir une participation de masse modale combinée d'au moins 90% de la masse réelle dans chacune des 2 directions orthogonales.

2.3.7 Calcul et limite des flèches

Les déplacements latéraux obtenues de l'analyse élastique linéaire et incluant les effets de torsion doivent être multipliés par $R_d R_o / I_E$ pour donner une valeur réaliste des déplacements anticipés.

Les déplacements inter-étages à chaque niveau basés sur les déplacements latéraux doivent être limités à:

- $0.01h_s$ pour les bâtiments d'urgence (casernes de pompier, hôpitaux, ...)
- $0.02h_s$ pour les écoles
- $0.025h_s$ pour les autres structures

Les effets du second ordre (effets P-delta) produits par des charges verticales agissant sur la structure dans sa configuration déplacée seront pris en compte dans la conception des structures.

2.4 TRAITEMENT DES IRRÉGULARITÉS STRUCTURALES DANS D'AUTRES CODES.

Dans cette section, on examine les codes américains et européens. Pour les États-Unis, il existe plusieurs codes, mais on retient le NEHRP 1997 qui est représentatif de la situation actuelle. Pour le code européen, on examine l'Eurocode 8.

2.4.1 NEHRP 1997

2.4.1.1 Spectre de conception

La demande maximale de tremblement de terre à considérer est la probabilité de 2% de dépassement en 50 ans.

- Spectre de conception de conception est défini de façon suivante:

S_{DS} : Accélération obtenue du spectre de conception pour une courte période (0.2sec)

$$S_{DS}=2/3F_aS_s$$

S_{D1} : Accélération obtenue du spectre de conception pour une période de 1 sec.

$$S_{D1}=2/3F_aS_1$$

T : Période fondamentale (voir *Annexe 2-4*)

T_0 : $T_0=0.2S_{D1}/S_{DS}$

T_s : $T_s=S_{D1}/S_{DS}$

2.4.1.2 Critères des structures irrégulières

Les différents types d'irrégularités structurales sont présentés dans le Tableau 2. 2.

Tableau 2. 2: Irrégularités structurales dans le NEHRP 1997

	Irrégularités en plan	Irrégularités verticales
Type	1a- Irrégularité due à la torsion	1a- Irrégularité de rigidité (étage souple)
	1b- Irrégularité extrême due à la torsion	1b- Irrégularité de rigidité (étage extrêmement souple)
	2- Coins ré-entrants	2- Irrégularité de masse (masse d'un étage supérieure à 150% d'un étage adjacent)
	3- Discontinuité du diaphragme	3- Irrégularité géométrique verticale
	4- Discontinuité en plan des éléments verticaux résistant aux charges latérales	4- Discontinuité des éléments verticaux résistant aux forces latérales dans leur plan
	5- Systèmes non orthogonaux	5- Discontinuité en résistance (étage souple)

Les critères d'irrégularité de masse sont les mêmes que pour le CNBC 2004, mis à part qu'ils sont valables aussi pour le toit. De plus, une structure n'est pas considérée irrégulière si les déplacements inter-étage maximal d'un niveau ne sont pas supérieurs à 130% du déplacement inter-étage maximal d'un niveau adjacent supérieur.

2.4.1.3 Méthodes d'analyses

Plusieurs des procédures standards pour l'analyse des forces et de la déformation des structures soumises au mouvement du sol dû aux tremblement de terre, comprenant les deux procédures indiquées dans les dispositions, sont présentées ci-dessous par ordre croissante de rigueur et d'exactitude prévu:

- Procédure des forces latérales équivalentes (ELF);
- Procédure d'analyse modale;
- Procédure inélastique statique, impliquant l'application par incrément d'un modèle des forces latérales et de l'ajustement du modèle structural pour représenter la plastification progressive sous l'application des charges;

- Analyse de la réponse dynamique du comportement inélastique comportant l'intégration par pas de temps des équations couplées du mouvement.

Les conditions pour lesquelles la procédure des forces latérales équivalentes peut être utilisée, sont indiquées dans le Tableau 2. 3.

Tableau 2. 3: Catégories d'analyse dans le NEHRP 1997

Catégorie	Structure	Hauteur
B et C	Régulière et irrégulière	Toutes
D, E et F	Régulière	≤ 240 ft (73.2m)
D, E et F	Irrégulière verticale de type 1a, 2 et 3 ou irrégulière en plan de type 1a ou 1b	≤ 65 ft (19.8m)

Les catégories A, B, C, D, E et F sont des catégories de conception sismique relative à la région étudiée (Voir *Annexe 2-5*). La catégorie devient plus critique (D comparée à C) lorsque l'amplitude des secousses sismiques et le groupe d'utilisation de la structure augmentent.

2.4.1.4 Force sismique latérale de base minimum V

La force sismique latérale de base minimum est calculée de façon similaire que pour le CNBC 2004.

La force sismique de cisaillement à la base est déterminée de la façon suivante:

$$V = C_s W$$

Équation 2- 3

Le coefficient de réponse sismique, C_s , est donné en fonction des termes S_{DS} , S_{D1} , R , I et T .

S_S : Accélération spectrale maximale (définie pour un amortissement de 5%) pour une structure de courte période (0.2sec) se trouvant sur un site de classe B (roc)

S_1 : Idem que pour S_S , mais pour une période de 1.0 s.

F_a : Coefficient de site relié à l'accélération (allant de 0.8 à 2.5 en fonction du type de sol et de la valeur de S_s);

F_v : Coefficient de site relié à la vitesse (valeurs allant de 0.8 à 3.5 suivant le type de sol et de la valeur de S_1);

R : Coefficient de modification de la réponse. Représente le ratio de la force développée sous un mouvement de sol si la structure était entièrement élastique sur la force de conception prescrite.

I : Facteur d'importance égale à 1 pour le groupe sismique d'utilisation I, 1.25 pour le groupe sismique d'utilisation II et 1.50 pour le groupe III .

Remarque: - La demande maximale de tremblement de terre à considérer est la probabilité de 2% de dépassement en 50 ans pour le niveau d'empêchement d'effondrement..

2.4.1.5 Procédure du calcul des forces statiques équivalentes

Le procédé de conception simplifié implique le calcul de la force sismique totale à la base, V , basé sur le spectre de réponse d'accélération. V est alors distribuée comme une série de forces statiques (F_x) sur la hauteur de la structure qui est alors analysée par les procédures d'analyse statique standard.

$$F_x = W_x h_x^k / \sum w_i h_i^k$$

Équation 2- 4

Avec: $k=1$ pour $T \leq 0.5$ sec.

$k=2$ pour $T \geq 2.5$ sec.

$k=2$ ou moins, T est déterminé par interpolation entre 1 et 2 pour $0.5 \text{ sec.} < T < 2.5 \text{ sec.}$

2.4.1.6 Procédure de l'analyse modale

On construira un modèle mathématique de la structure qui représente la distribution spatiale de la masse et de la rigidité dans toute la structure. L'analyse inclura un nombre suffisant de modes pour obtenir une participation de masse modale combinée d'au moins 90% de la masse réelle dans chacune des 2 directions orthogonales. Les valeurs de conception pour la force modale de cisaillement à la base, V_t , des forces de cisaillement à chaque niveau, des moments et des déplacements à chaque niveau doivent être déterminées en combinant les valeurs modales. La combinaison sera effectuée en prenant la racine carré de la somme des carrés des valeurs modales ou par une combinaison quadratique complète.

Les forces de cisaillement à chaque étage, les moments, les déplacements inter-étages et les déplacements des étages obtenus par l'analyse modale doivent être multipliés par le facteur de modification V/V_t . La force modale de cisaillement à la base V_t ne doit pas excéder V la force latérale obtenue par la procédure des forces statiques équivalentes.

2.4.1.7 Calcul et limite des flèches

Les déplacements inter-étages latéraux obtenus de l'analyse élastique doivent être multipliés par C_d/I pour donner une valeur réaliste des déplacements anticipés (prise en compte de la ductilité). Le coefficient C_d est un facteur d'amplification de déplacement qui, une fois appliqué au déplacement latéral élastique calculé sous les forces latérales prescrites, produit le déplacement estimé de conception du au tremblement de terre.

Les déplacements inter-étages à chaque niveau doivent être limités à:

- $0.015h_x$ pour le groupe d'utilisation III (bâtiments d'urgences)
- $0.020h_x$ pour le groupe d'utilisation II (bâtiments publics de grande capacité)
- $0.025h_x$ pour le groupe d'utilisation I (autres bâtiments)

Ces critères sont les mêmes que pour le CNBC2004 sauf pour les bâtiments de catégorie III (d'urgence) où la limite de déplacement inter étages est de $0.01h_x$ pour le CNBC2004.

2.4.2 Eurocode 8

L'Eurocode 8 porte sur la conception de structure pour la résistance aux tremblements de terre.

2.4.2.1 Spectre de conception

Les structures doivent être conçues sur la base d'une période de retour de 10% sur 50 ans si on requiert une absence de destruction de la structure.

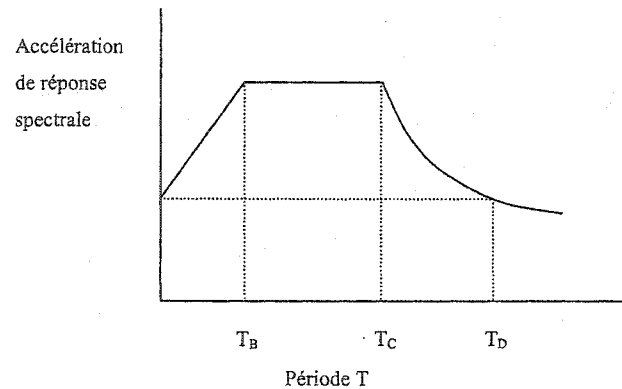


Figure 2. 3 : Spectre de réponse pour l'Eurocode 8

Les valeurs de $S_d(T)$ sont définies de la manière suivante:

- $S_d(T) = a_g S [1 + T/T_B (2.5/q - 1)]$ pour $0 \leq T \leq T_B$
- $S_d(T) = a_g S * 2.5/q$ pour $T_B \leq T \leq T_C$
- $S_d(T) = a_g S * 2.5/q [T_C/T]$ pour $T_C \leq T \leq T_D$
- $\geq 0.20 a_g$
- $S_d(T) = a_g S * 2.5/q [T_C T_D/T]$ pour $T_D \leq T$
- $\geq 0.20 a_g$

Avec:

$S_D(T)$: ordonnée du spectre de conception pour la période de retour de référence ;
 a_g : accélération au sol maximale dans la roche ou un sol ferme pour la période de retour de référence;

- T_B, T_C : limites des branches constantes du spectre d'accélération;
- T_D : valeur définissant le commencement de la gamme constante de réponse de déplacement du spectre;
- S : paramètre du sol;
- T : période de vibration d'un système linéaire à un degré de liberté;
- q : facteur de comportement (équivalent à R_d pour le CNB 2004)
 q varie de 1.0 à 5.0. Pour les CBFs (« Concentrically Braced Frames »), il est égale à 2.5 ou 4 selon les configurations.

Comparaison avec le CNBC2004: Pour les CBFs, R_d vaut 2.0 pour les ossatures modérément ductiles, ce qui est inférieur à 2.5 ou est égale à 3 pour les ossatures à ductilité nominale, ce qui aussi plus faible que 4 (valeur prescrite par l'EC8).

2.4.2.2 Critères des structures irrégulières

Tableau 2. 4: Types d'irrégularité structurale dans l'Eurocode 8

	Irrégularités en plan	Irrégularités verticales
Type	1- Irrégularité due à la non symétrie par rapport aux deux axes principaux, au niveau de la masse et de la rigidité.	1- Irrégularité due à la discontinuité des éléments du système résistant aux charges latérales.
	2- Irrégularité due à la configuration en plan non compacte, c'est à dire avec coins re-entrants ou ex-croissants.	2- Irrégularité lorsque la masse ou la rigidité a un étage est supérieure à celle du niveau en-dessous ou qu'elle varie de façon marquée.
	3- Irrégularité due à une rigidité en plan des étages trop faible par rapport à la rigidité latérale des éléments structuraux verticaux.	<ul style="list-style-type: none"> • La masse d'un étage ne peut pas être supérieur à la masse de l'étage inférieur. • Pour les bâtiment avec un décroché à un seul étage, la masse de cet étage ne peut pas être diminuée de plus de 50% si le décrochage est situé à plus de 0.15H et de 20% si le décrochage se situe en dessous de 0.15H. • Pour un bâtiment avec des décrochages sur plusieurs étages, la masse d'un étage ne peut pas être diminuée de plus de 20% par rapport à l'étage inférieur si le décrochage est symétrique. • Pour un bâtiment avec des décrochages non symétriques, la masse d'un étage ne peut pas être diminuée de plus de 10% par rapport à l'étage inférieur et plus de 5.0% par rapport à la base de la structure.
	4- Irrégularité due à un trop grand élancement de la structure en plan.	4- Discontinuité des éléments verticaux résistant aux forces latérales.
	5- Irrégularité due aux effets de torsion.	5- Discontinuité en capacité (étage souple).

Les critères d'irrégularité de la masse sont plus sévères pour l'Eurocode 8 que pour le CNBC2004 et le NHERP.

2.4.2.3 Méthodes d'analyses

Selon les caractéristiques de la structure, il existe deux types d'analyses:

- l'analyse spectrale simplifiée, qui correspond approximativement à la procédure des forces statiques équivalentes, pour les structures régulières en plan et en élévation et pour les structures avec une période fondamentale inférieure à $4 \cdot T_C$ et 2 sec.
- L'analyse spectrale multi modale.

2.4.2.4 Force sismique latérale de base minimum V

La force de cisaillement à la base F_b est :

$$F_b = S_d(T_1) W \lambda$$

Avec: $S_d(T_1)$: ordonnée du spectre de conception pour la période T_1

T_1 : période fondamentale de la structure.

$T_1 = C_t H^{3/4}$ pour les structures de moins de 40 m de hauteur

$T_1 = 2 \sqrt{d}$ avec :

H : hauteur du bâtiment

d : le déplacement horizontal du haut de la structure, en m, due aux forces de gravité appliquées horizontalement

C_t : 0.05 pour les structures avec des contreventements concentriques

W : poids total de la structure

λ : facteur de correction (0.85 si $T_1 < 2T_C$, 1.0 sinon)

2.4.2.5 Procédure du calcul des forces statiques équivalentes (analyse spectrale simplifiée)

La distribution des forces sismiques horizontales sur la hauteur de la structure se fait de la manière suivante:

$$F_i = F_b [s_i m_i / (\sum s_j m_j)]$$

Avec: F_b : force de cisaillement au sol;

- F_i : force horizontale appliquée à l'étage i ;
 s_i, s_j : déplacement des masses m_i, m_j dans le mode fondamental (souvent remplacé par la hauteur des étages);
 m_i, m_j : masse.

2.4.2.6 Procédure de l'analyse modale (analyse spectrale multi modale)

La réponse des modes de vibration contribuant à la réponse globale doit être pris en compte de façon à ce que la somme effective des masses pour les modes considérés doit être supérieure à 90% (comme pour les codes précédant) et que tous les modes dont la masse effective est supérieure à 5% soient considérés. Si ces critères ne peuvent pas être vérifiés, le nombre minimum de mode k à considérer est $3\sqrt{n}$ avec n le nombre de niveau et T_k doit être inférieur à 0.2 sec (T_k est la période de vibration du $k^{\text{ième}}$ mode).

La combinaison des réponse modale (SRSS) se fait de la manière suivante:

- $E_E = \sqrt{(\sum E_{ei}^2)}$ avec E_E : effets des actions sismiques considérés (force déplacements...)

E_{ei} : valeur des effets des actions sismiques dus au mode i

- combinaison quadratique complète si $T_j \geq T_i$

2.4.2.7 Calcul et limite des flèches

Pour les analyse linéaires, les déplacements induits par les actions de conception sismique doivent être calculés sur la base des déformations élastiques du système structural grâce à:

$$d_s = q_d d_e$$

Avec:

d_s : déplacement d'un point de la structure due aux actions sismiques de conception

q_d : facteur de modification, égal à q

d_e : déplacement du même point de la structure déterminé par une analyse basée sur le spectre de conception ($d_e < d_s$)

La limite des déplacements inter étages pour les structure dont les éléments non structuraux n'interfèrent pas avec les déformations structurales est: $d_r/v < 0.0075h$, avec d_r le déplacement inter étage, h la hauteur du niveau et v (2.0 ou 2.5), un facteur de réduction prenant en compte la faible période de retour et dépendant de la catégorie d'importance du bâtiment. La limite maximale des déplacements inter étages est donc $d_r < 0.01875h$ (pour un bâtiment de catégorie I). Cette limite est plus stricte que celle prescrite par le CNBC2004.

2.5 CONCEPTION BASÉE SUR LA CAPACITÉ

La conception basée sur la capacité est une méthode de conception dans laquelle des éléments du système de résistance aux forces sismiques sont choisis et convenablement conçus et détaillés pour la dissipation d'énergie sous des déformations inélastiques sévères. Les autres éléments sont tels qu'ils ont la capacité nécessaire pour que les mécanismes de dissipation d'énergie choisis soient maintenus malgré toutes les déformations qui peuvent se produire .

Le système de contreventement choisi pour résister aux force latérales sismiques dans ce mémoire est un système en X travaillant en tension/compression. La partie suivante présente la méthode de conception de ces contreventements décrite dans la norme S16.-01. Selon ces règles, ce sont les diagonales qui sont choisies pour dissiper l'énergie accumulée lors des déformations dues aux forces sismiques.

2.5.1 Règles de conception des contreventements en treillis du CSA-S16-01

On s'intéresse ici aux règles de conception des contreventements en treillis concentriques dont les diagonales travaillent en tension / compression.

2.5.1.1 Contreventements en treillis concentrique de ductilité modérée ($R_d=3.0$)

Les systèmes de contreventements concentriques travaillant en tension / compression ne doivent pas excéder huit étages.

A chaque niveau, les diagonales du contreventement doivent être proportionnées de façon à ce que le ratio de la somme des composantes horizontales des résistances pondérées des diagonales travaillant en traction dans les directions opposées soit entre 0.75 et 1.33.

- Caractéristiques des sections des diagonales

Le ratio d'élancement, KL/r , ne doit pas excéder 200. Dans une zone sismique (vitesse ou accélération) supérieure ou égale à 2, le ratio largeur sur épaisseur des éléments de la section ne doit pas excéder les limites suivantes:

- Quand $KL/r \leq 100$:
 - a) Pour les HSS rectangulaires et carrés: $330/\sqrt{F_y}$
 - b) Pour les HSS circulaires: $10000/F_y$
 - c) Pour les ailes des profilés en L et C: $145/\sqrt{F_y}$
 - d) Pour les autres sections, limite de la classe 1:
- Quand $KL/r = 200$:
 - a) Pour les sections HSS: classe 1
 - b) Pour les ailes des profilés en L: $170/\sqrt{F_y}$
 - c) Pour les autres sections, limite de la classe 2
- Quand $100 \leq KL/r \leq 200$:

Une interpolation linéaire peut être utilisée.

Dans les autres zones, les sections doivent être de classe 1 ou 2, excepté pour les HSS qui doivent être de classe 1. Le ratio largeur sur épaisseur des ailes des sections en L ne doit pas excéder $170/\sqrt{F_y}$.

- Poteaux et poutres des contreventements

Les poutres et les poteaux doivent résister aux charges de gravité en plus des efforts qui se développent lorsque les diagonales travaillent en régime inélastique.

Dans ces calculs, la redistribution des charges due au flambement ou à la plastification des diagonales doivent être considérée.

Les poteaux doivent être continus et de section constante sur un minimum de deux niveaux.

Les poteaux du système de gravité ne doivent pas être de classe 4.

La résistance en cisaillement des poteaux doit être supérieur ou égale à $0.4/h_s$ fois la résistance nominale en flexion des poteaux.

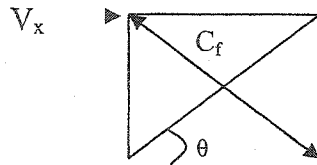
Les poteaux inclus dans les contreventements doivent être de classe 1 ou 2 et on doit considérer dans les calculs qu'un moment égale à $0.2ZF_y$ agit en combinaison avec les efforts axiaux.

2.5.2 Méthode de conception

Lors de la conception, on prend en compte l'effet $P\Delta$ en supposant une déformation. Dans cette étude, on utilise une déformation $0.006h_s$. Cette hypothèse devra être vérifié à la fin de la conception. L'effet P-delta est envisagé à l'aide du facteur $U_2 = 1 + (\sum C_f \Delta_f) / (\sum V_{fx})$ (Équation 2-4), avec $\Delta_f = R\Delta$ (Δ sous les charges sismiques). V_{fx} est la distribution des charges latérales sans l'effet $P\Delta$ et V_x est la distribution des charges latérales lorsqu'on a pris en compte les effets $P\Delta$. Le calcul des charges $\sum C_D$ et $\sum C_L$ sont les charges de gravités appliquées à la moitié du bâtiments (chaque contreventement reprend la moitié des charges). Le facteur de réduction pour les charges vives est égal à $0.3 + \sqrt{B_{LL}}$ avec B_{LL} , la surface tributaire.

2.5.2.1 Choix des diagonales

Pour déterminer les diagonales, on calcule les forces de compression dans les diagonales provenant des forces latérales distribuées: $C_f = V_x / (2 \cos \theta)$. Les sections choisies doivent avoir une résistance en compression supérieure à C_f . Dans ce calcul, on néglige donc l'effet des charges de gravité sur les diagonales. Ces diagonales doivent aussi satisfaire les limites d'élancement de la membrure et de la section.



Les valeurs de la résistance en compression C_r , la résistance en tension T_r , C_u' et C_u doivent être déterminées afin de trouver, ensuite, les efforts maximums imposés par les charges de gravités plus des efforts provenant des diagonales aux poteaux et aux poutres.

$$- T_u = R_y A_g F_y \text{ (capacité élastique attendue)} \quad \text{Équation 2-5}$$

$$- C_u' = A_g F_y (0.084 + 0.12 \lambda^{-1.61}) \quad \text{Équation 2-6}$$

$$- C_u = 1.2 A_g F_y (1 + \lambda^{2.68})^{(-1/1.34)} \quad \text{Équation 2-7}$$

L'équation de C_u' est donnée pour un contreventement concentrique de ductilité égale à 3 (Tremblay, 2001).

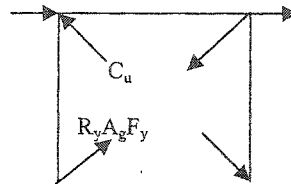
$\lambda = KL/r \sqrt{F_y / (\pi^2 E)}$, A_g est l'aire de la section de la diagonale.

2.5.2.2 Sélection des poteaux

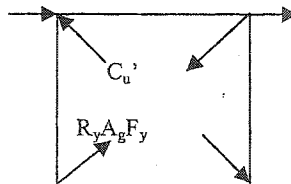
Dans un premier temps, on détermine les forces axiales dans les poteaux dues aux charges de gravités. On utilise le facteur de réduction pour les charges vives d'occupation RF_{LL} .

Dans un second temps, on détermine l'effet des charges latérales pour trois cas :

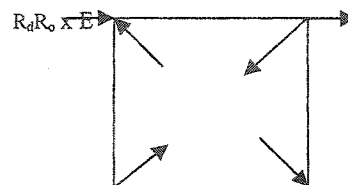
- les forces axiales distribuées dans les poteaux au moment du flambement dans la diagonale comprimée et de la plastification de la diagonale tendue.



- les forces axiales distribuées dans les poteaux après le flambement de la diagonale comprimée et la plastification de la diagonale tendue.



- les forces en tension dans les diagonales sous une force latérale correspondant à $R_d R_o \times E$ (E , forces dues au seisme). Si $C_f > C_u$, on applique C_u' et on recalcule. Si $T_f > R_y A_g F_y$, on remplace par $R_y A_g F_y$ et on recalcule.



Pour sélectionner les poteaux, il suffit d'additionner les charges axiales dans les poteaux dues aux charges de gravités et aux charges latérales à tous les deux niveaux (les poteaux sont continus sur deux étages) pour obtenir C_f à chaque segment de poteau. On sélectionne les poteaux à l'aide de C_f . Les poteaux doivent être de classe 1 ou 2. Ensuite,

on vérifie les poteaux comme des poteaux-poutres suivant la norme S16.1 en x ou y suivant la direction des poteaux:

Pour les sections en I de classes 1 et 2:

$$C_f/C_r + 0.60U_{1y}M_{fy}/M_{ry} + 0.85U_{1x}M_{fx}/M_{rx} = 1 \quad \text{Équation 2-8}$$

Pour les autres sections

$$C_f/C_r + U_{1y}M_{fy}/M_{ry} + U_{1x}M_{fx}/M_{rx} = 1 \quad \text{Équation 2-9}$$

Avec $M_r = \phi M_p$ pour les classes 1 ou 2.

$$M_f = 0.2M_p$$

La vérification doit être faite pour la résistance de la section, la résistance dans le plan de flexion et la résistance hors plan de flexion en assumant une simple courbure ($\kappa = -1$).

2.5.2.3 Sélection des poutres

Les poutres sont d'abord conçues pour reprendre les charges de gravités qu'elles supportent ($1.25D + 1.5L$) et ensuite sont vérifiées comme poteaux-poutres. Pour cette vérification, on utilise $D+0.5L$ et l'effort en compression le plus grand de celui obtenu dans les trois cas décrits précédemment. Comme pour les poteaux, les forces axiales sont obtenues pour le flambement des diagonales (voir graphiques G3-7 à G3-10).

Les vérifications sont faites seulement pour la résistance de la section et la résistance dans le plan de flexion suivant la norme S16.1. On considère effectivement que les poutres sont stabilisées latéralement par les planchers. Les équation à vérifier sont les mêmes que les équations 2-8 et 2-9.

2.6 COMPORTEMENT SISMIQUE

2.6.1 Critère de performance

L'objectifs des codes consistent à réduire la probabilité de dommages considérables aux bâtiments quand surviennent des séismes moyens et d'accepter que les structures soient endommagées au cours de grands séismes. Cette partie présente les critères de performance établis par différents codes ou utilisés dans des recherches. La performance d'un bâtiment est exprimée en termes de niveaux de performance de la structure. Ces niveaux de performance sont des états de dommages choisis parmi une infinité de dommages possibles que les bâtiments pourraient éprouver en réponse aux séismes. Ils permettent d'identifier les niveaux d'utilisation possibles après un séisme. Les différents niveaux de performance sont que le bâtiment demeure entièrement fonctionnel, permettant une occupation immédiate, que les dommages soient limités pour que les occupants ne soient pas blessés et puissent évacuer (sûreté de vie) ou que le bâtiment ne s'effondre pas (prévention d'effondrement). Les niveaux de fonctionnalité entière ou d'occupation immédiate représentent un état dans lequel la structure n'a pas subi d'impair significatif de sa stabilité et de sa rigidité structurale. Le point de prévention d'effondrement représente un état de dégradation structurale complète. Le niveau de sûreté de vie est un état intermédiaire dans lequel des dommages structuraux substantiels sont permis. Les niveaux de performances sont associés à des dommages qui sont liés aux déformations latérales. Les dommages provoqués seront fonction des déformations latérales, qui dépendent du niveau de ductilité des structures. (voir la Figure 2. 4 et la Figure 2. 5). La probabilité qu'un bâtiment éprouvera de plus grands dommages que désirés dépend de la vulnérabilité du bâtiment et du risque sismique auquel il est exposé.

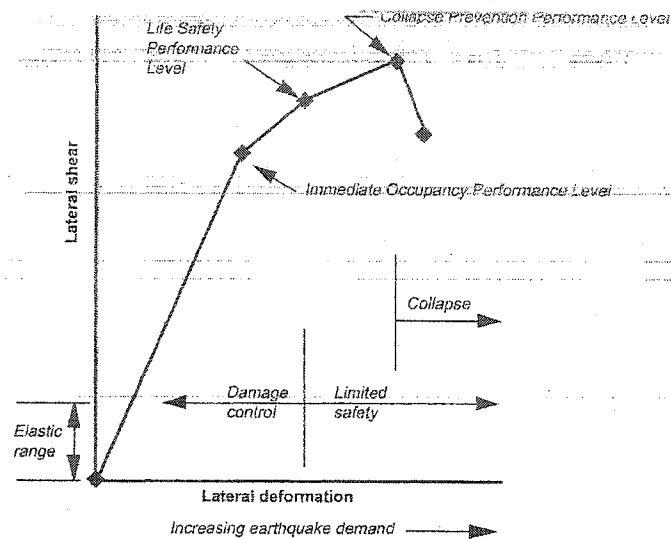


Figure 2. 4: Niveau de performance et déformation structurale correspondante pour structures non ductiles (source tirée du FEMA 273)

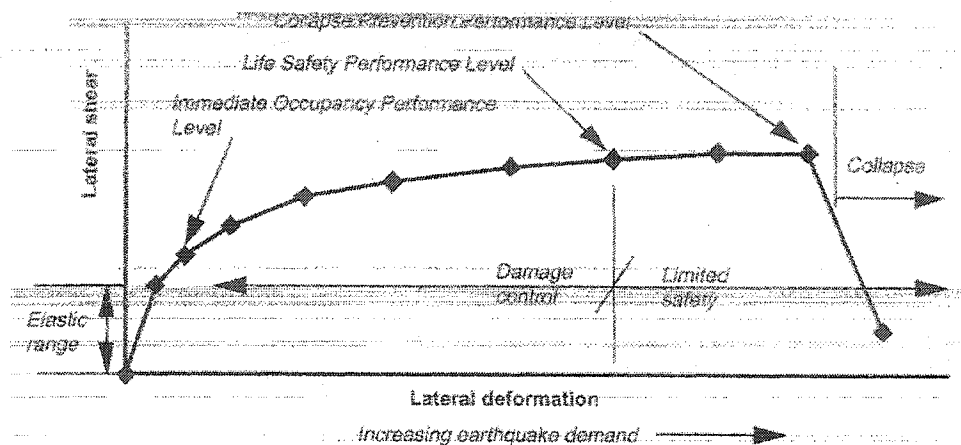


Figure 2. 5: Performance et demande en déformation structurale pour structures ductiles (source tirée du FEMA 273)

2.6.2 Déplacement inter étages

Le déplacement inter étage est un bon indicateur de la performance de la structure.

Dans le FEMA-355F, on donne des limites de flèches différentes pour atteindre les différents niveaux de performance suivant les système de résistance utilisés. On y précise que pour les cadres rigides en acier, la flèche maximum est $\Delta_{\text{limite}}=5\%h_s$ (flèche de pointe) pour atteindre le niveau d'effondrement du bâtiment et de $2.5\%h_s$ pour atteindre le niveau de sûreté de vie. Par contre, pour les contreventements en treillis, les limites précisés sont plus sévères. En effet, on suggère $\Delta_{\text{limite}}=2\%h_s$ pour atteindre le niveau d'effondrement et $1.5\%h_s$ pour atteindre le niveau de sûreté de la vie.

Le CNB2004 ne fait pas de distinction entre les différents systèmes structuraux. Il préconise, quelque soit le système, une flèche limite de 2.5% pour le niveau de sûreté de la vie.

Tremblay et Robert (2000) ont étudié le comportement sismique de contreventement en treillis avec diagonales en chevron utilisés dans des charpentes métalliques de bâtiments réguliers de 2, 4, 8 et 12 étages pour la ville de Vancouver. Pour cela, ils ont utilisés deux approches de conception, dont celle proposée par la norme CSA S16.1 pour les contreventements ductiles. Les déplacements inter étages anticipés obtenus (R fois le déplacement inter étage dues aux forces sismiques) sont proches de $2\%h_s$ pour tous les bâtiments excepté pour la moitié inférieure des structures de 12 étages où les déformations ont variées de 1.8% à 2.5% de la hauteur de l'étage. Pour le niveau de prévention d'effondrement, le déplacement inter-étage maximum utilisé par Tremblay et Robert (2000) est de $5\%h_s$.

2.6.3 Aléa sismique

Un objectif de performance consiste à spécifier un niveau de performance structural désiré et la probabilité que ce niveau de performance puisse être excédé. Le

NEHRP1997 prévoit que les nouveaux bâtiments soient prévus pour être capable de résister à des demandes de secousse de tremblement de terre ayant une chance de 2% en 50 ans d'excéder le niveau des performances d'effondrement.

Les codes du bâtiments adopte une procédure de conception basée sur la performance pour résister aux tremblements de terre. La Figure 2. 6 représente cette procédure. Tout d'abord, on définit les objectifs de performance à atteindre (dommage acceptable pour une probabilité de dépassement des secousses sismiques). Ensuite, on effectue une conception préliminaire. On analyse si cette conception est capable de répondre aux objectifs de performance souhaités. Si ce n'est pas le cas, on révisé la conception jusqu'à ce que ce soit le cas. Dans le NEHRP 1997, les objectifs de performance sont exprimés dans une matrice. Cette matrice comprend les dommages permis d'un bâtiment (niveau de performance) suivant sa catégorie d'occupation en fonction du hasard sismique (Figure 2. 7).

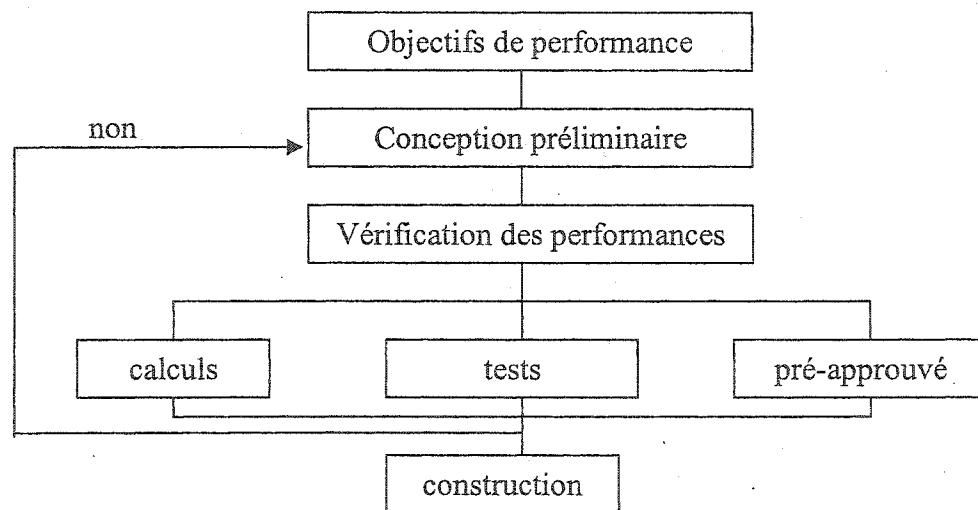


Figure 2. 6: Procédure de conception parasismique basée sur la performance

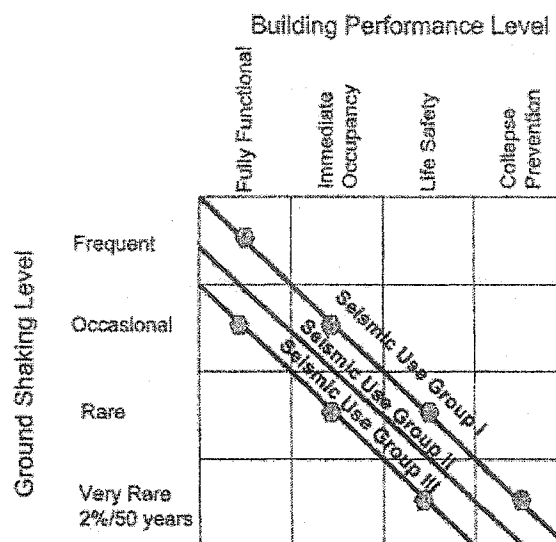


Figure 2. 7: Matrice de performance d'un bâtiment donnée par le NEHRP 1997

(référence : présentation de S. Pezeshk, 2002)

2.6.4 Choix des séismes

Le FEMA 355F spécifie qu'il faut un minimum de 7 historiques de mouvements de sols pour l'analyse dynamique temporelle des structures. Ces enregistrements doivent être normalisés par rapport au spectre de conception aux alentours de la période de vibration de la structure. Le facteur de normalisation est déterminé en minimisant l'erreur entre les deux spectres par la méthode des moindres carrés.

Dans le document FEMA 273, on suggère qu'un minimum de trois ensembles de données (dont 2 composantes horizontales et une verticale) d'enregistrement représentatif de site incluant pas moins de trois événements sismiques différents soient utilisés pour l'analyse dynamique non linéaire des structures. Soit un minimum de 9 enregistrements. Pour chaque ensemble de données, les enregistrements doivent être

mesurés tels que la valeur moyenne de la racine carrée de la somme des carrés des valeurs des spectres (spectre avec amortissement de 5%) soit supérieur à 90% de 1.4 fois le spectre de conception pour la gamme de période de $0.2T$ et de $1.5T$. Si seulement trois ensembles de données sont employés, alors la valeur maximum de chaque paramètre de réponse sera employée pour que la conception soit acceptée.

Dans le NEHRP1997, on indique que des paires (composantes horizontales) d'historiques de mouvement de sol représentatif du site tirés d'au moins trois événements sismiques doivent être employés pour l'analyse des structures. Pour chaque paire de composantes horizontales, la racine carrée de la somme des carrés des composants des spectres construits avec un amortissement de 5% doit être calculée. Les enregistrements doivent être normalisés de façon à ce que la valeur moyenne de la racine carrée de la somme des carrés des composantes des spectres ne soit pas inférieure par plus de 10% à 1.3 fois le spectre de conception pour la plage de période $0.5T_D$ et $1.25T_M$ pour les systèmes isolés à la base.

Dans l'Eurocode 8 (ECS 1998), on donne des dispositions à suivre pour l'utilisation d'enregistrement d'accélérogrammes artificiels et historiques. Des accélérogrammes artificiels seront produits afin qu'ils soient assortis avec le spectre de réponse élastique. La durée des mouvement de sol doit être en conformité avec la magnitude et les autres caractéristiques appropriés de l'événement sismique et avec l'accélération au sol maximale. Si aucune donnée spécifique n'est disponible, la durée minimum de la partie stationnaire des accélérogrammes devrait être égale à 10 secondes. Le nombre d'accélérogrammes à utiliser doit être suffisante pour donner une mesure statistique stable des réponses étudiés. Cela est obtenu si:

- un minimum de 3 accélérogrammes est utilisé,
- la moyenne des valeurs de l'accélération pour une période nulle des spectres de réponse (calculé individuellement pour les historiques de mouvement) n'est pas plus petit que les $a_g S$ de valeur pour l'emplacement du site en question, où S est le coefficient de sol.

- dans la plage de période (T_B et T_C) du spectre de réponse élastique, la moyenne des valeurs du spectre moyen (construit avec un minimum de 5 périodes de contrôle) pour tous les historiques de temps est égale ou supérieur à $2.5a_g S$ du spectre de réponse élastique.
- Aucune valeur du spectre moyen (calculé avec tous les historiques de temps) n'est inférieure à 90% de la valeur correspondante du spectre élastique de réponse.

En plus, l'amplitude et la fréquence des accélérogrammes artificiels seront choisies pour obtenir un niveau global de fiabilité.

2.6.5 Méthode d'analyse dynamique non linéaire incrémentale

La méthode d'analyse dynamique par incrément (IDA) est une technique incrémentale récente qui permet d'estimer la performance structurale d'un bâtiment sous des enregistrements sismiques. Cette méthode a été développée par Vamvatsikos et Cornell (2002). Les objectifs de l'IDA sont:

- La compréhension complète de la gamme des niveaux de sollicitations en fonction des niveaux potentiels d'un accélérogramme
- Une meilleure compréhension des changements dans la nature de la réponse structurale à mesure que l'intensité du mouvement au sol augmente.
- Une meilleure compréhension des changements des réponses structurales non linéaires lorsque la période fondamentale de la structure augmente à cause des dégradations de rigidité.
- L'évaluation de la capacité dynamique du système structural global pour un mouvement de sol particulier.

Au moyen d'une série d'analyses dynamiques non-linéaires, l'IDA offre un outil pour évaluer à quel moment un état limite ou niveau de performance est atteint. Il implique de soumettre, à un modèle structural, un ou plusieurs accélérogrammes, chacun calibré à de

multiples niveaux d'intensité, pour produire une(ou plus) courbe de paramètres de réponses versus le niveau d'intensité. Ces courbes donnent une mesure de l'endommagement (DM) en fonction de l'intensité ou de l'amplitude des mouvements de sol (IM). L'endommagement peut être exprimé sous forme de déformation ou de niveaux de ductilité.

Sur chaque courbe de réponse structurale d'IDA, les états de limite d'occupation immédiate, de sécurité de vie et de prévention d'effondrements peuvent être définis. Pour cela les différentes études montrent que le pas de l'incrément de l'intensité des accélérogrammes doit être peu élevé. L'incrément de l'intensité se fait au moyen d'un facteur d'amplification SF, pour SF=1 le séisme étant normalisé.

D'après Vamvatsikos et Cornell (2002), il existe 4 types de courbe IDA (voir la Figure 2. 8). Le type de courbe "a" a une pente (ou rigidité locale) qui suit la pente élastique jusqu'à un certain niveau IM pour ensuite diminuer brusquement (obtention de très grands déplacements), ce qui provoque alors un effondrement rapide. Le type "b" ressemble au type "a", sauf que la diminution brusque de la pente des courbes se fait pour des SF plus élevés. Les courbes de type "c" et "d" ont des pentes locales qui oscillent autour de la pente élastique. Elles suivent de près la règle de déplacement égale qui indique, par l'observation empirique, que pour les structures de période modérée, les déplacements globaux non élastiques sont généralement approximativement égaux aux déplacements du modèle élastique correspondant. Cela sera étudié plus en détail dans le chapitre 5.

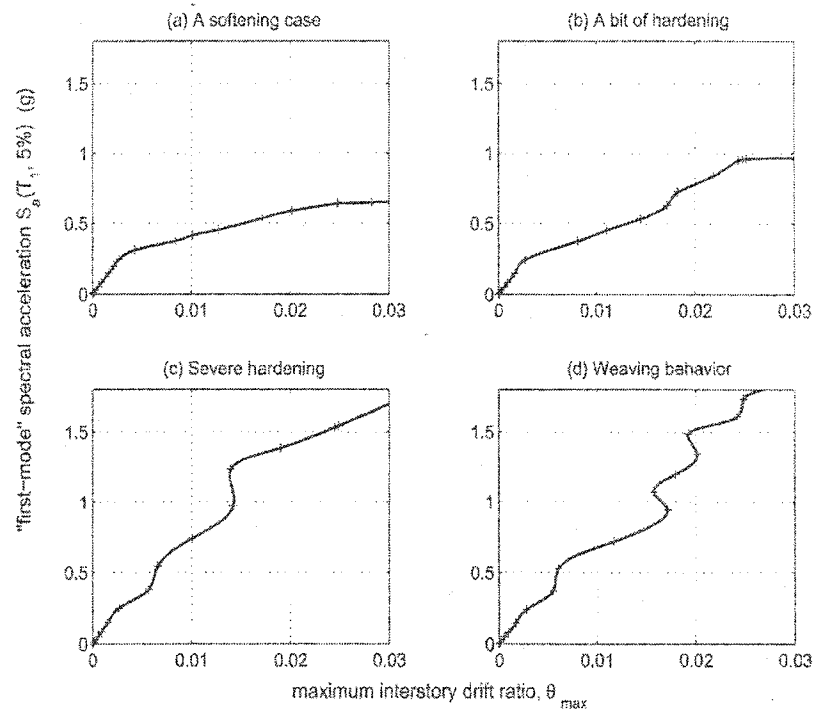


Figure 2. 8 : Types de courbes IDA (référence : Vamvatsikos et Cornell, 2002)

CHAPITRE 3: ÉTUDES EXPLORATOIRES (1^{ÈRE} PARTIE)

3.1 OBJECTIFS

L'objectif de cette partie est de savoir s'il existe un problème ou non avec les bâtiments avec irrégularité de masse et dont la résistance sismique est obtenue par des contreventements en treillis concentriques en acier. On veut comparer le comportement de structures irrégulières et régulières en utilisant deux méthodes de conception, la méthode statique équivalente et la procédure d'analyse spectrale proposées par le CNBC 2004. Pour cela, on étudie de façon préliminaire le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis dans les structures de bâtiment présentant des irrégularités de masse sur leurs hauteurs afin de vérifier les dispositions du CNB 2004 et de la norme S16-01 pour la conception. On cherche ce qui provoque une plus grande vulnérabilité des contreventements en treillis qui présentent des discontinuités de masse sur leurs hauteurs par rapport aux contreventement en treillis réguliers. On prend en compte l'importance de l'irrégularité, la hauteur de la structure et le type de séisme (étude pour plusieurs séismes de signatures différentes) afin de déterminer si l'utilisation des méthodes d'analyses dynamiques élastiques (analyse spectrale et temporelle), lors de la conception, améliore le comportement sismique des contreventements en treillis avec discontinuité de masse sur leurs hauteurs.

Compte tenu de la nature préliminaire de ces analyses, quelques hypothèses simplificatrices ont été adaptées au profit d'une portée plus étendue de l'étude. Ces hypothèses peuvent influencer la qualité des résultats, sur une base absolu, mais permettent toujours de comparer le comportement des structures régulières et irrégulières, ce qui est l'objectif de ce chapitre. Au chapitre 5, la plus part de ces hypothèses sont levées et les analyses sont menées de façons plus rigoureuses.

3.2 MÉTHODOLOGIE

Afin de répondre aux objectifs de ce chapitre, on décide d'étudier quatre type de bâtiments : deux bâtiments réguliers de 4 et 8 étages ainsi que deux bâtiments irréguliers de 4 et 8 étages. L'irrégularité est de type 2 (irrégularité de masse). On utilise des bâtiments avec une irrégularité de masse de 200% sur la moitié de la hauteur du bâtiment (voir la Figure 3. 1) car c'est une forme de structure très commune dans nos environnements urbains. Les quatre bâtiments sont de ductilités modérés et se situent à Vancouver. La conception des quatre bâtiments est effectuée par les deux méthodes citées dans les objectifs, bien que, d'après le CNBC 2004, l'analyse des actions dues aux tremblements de terre pour la conception des bâtiments réguliers ne devrait pas être effectuée en concordance avec la procédure d'analyse dynamique puisque la période des structures excède 0.5 secondes. Ce choix est fait pour comparer le comportement des différents bâtiments étudiés afin de se rendre compte de la pertinence des limites du code. On soumet ensuite les quatre bâtiments à des analyses modales, temporelles élastiques et temporelles inélastiques. Pour les analyses temporelles, on utilise trois de séismes de signatures différentes, afin de comparer les déplacements inter étages et la demande en ductilité qu'ils provoquent. Ces analyses doivent nous aider à comprendre le comportement des bâtiments soumis à un séisme et de porter un jugement sur l'influence de la distribution verticale de la masse.

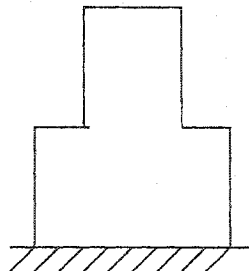


Figure 3. 1: Forme des bâtiments étudiés

3.3 PRÉSENTATION DES BÂTIMENTS ÉTUDIÉS

Les bâtiments étudiés sont des bâtiments en charpente métallique de quatre ou huit étages, situés à Vancouver, à contreventement à treillis concentriques, comme utilisés par Tremblay et Robert (2001a et 2001b) mais avec diagonales en « X » sur un étage. La Figure 3. 2 montre une vue en plan des bâtiments étudiés. On étudie le comportement des contreventements dans la direction N-S. Les forces latérales d'une direction sont supposées être également reprises par les deux contreventements de par la symétrie de la structure et du fait que la torsion accidentelle est négligée. La conception des contreventements est effectuée en omettant les effets du vent car l'objectif est d'étudier l'effet des charges latérales dues aux efforts sismiques. De plus, la conception est effectuée pour la moitié du bâtiment dans la direction Nord-Sud en utilisant un modèle en deux dimension incluant le contreventement utile à la résistance latérale dans la direction Nord-Sud de même que les poteaux de gravités avec joints de continuité, comme le montrent la Figure 3. 3 et la Figure 3. 4. Les poteaux sont numérotés de 1 à 6. Les poteaux du type 6 sont les poteaux appartenant aux contreventements. Les numéros des poteaux sur ces figures correspondent aux numéros des poteaux de la Figure 3. 2. Les colonnes sont continues sur deux étages. Les profilés utilisés pour les diagonales sont des HSS. Les profilés W (ou WWF) sont utilisés pour les poutres et pour les poteaux.

On conçoit chaque bâtiment par la méthode statique équivalent et par la méthode spectrale. Le Tableau 3. 1 décrit les différents bâtiments étudiés dans ce chapitre. La nomenclature utilisée est du type I4-50-200 avec I4 pour une structure de 4 étages, 50 pour un décrochage de masse sur la hauteur à partir de 50% de la hauteur du bâtiment, 200 pour un décrochage de masse signifiant que chaque niveau des étages supérieurs a un poids 2 fois moins important que celui d'un niveau inférieur. Les lettres S ou D sont

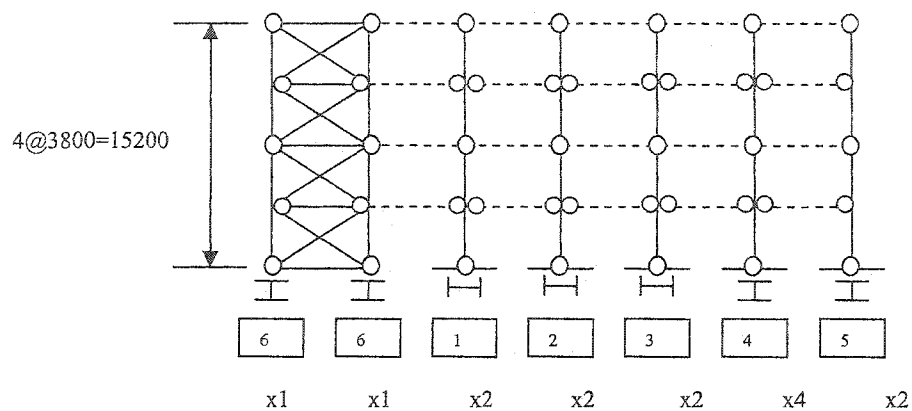


Figure 3.3 : Représentation des contreventements et des poteaux de gravités pour les structures de 4 étages.

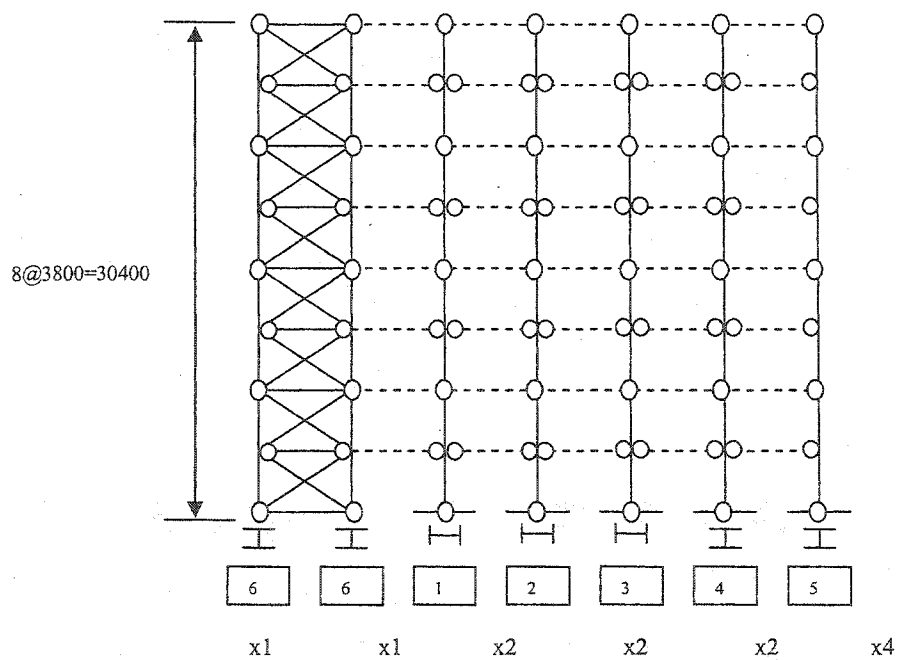


Figure 3.4 : Représentation des contreventements et des poteaux de gravités pour les structures de 8 étages.

Les charges de gravité (permanentes et vives) utilisées en concordance avec le CNBC 2004 sont résumées dans le Tableau 3. 2. Le poids sismique se compose de la charge permanente totale plus 25% de la surcharge de calcul attribuée à la neige (Voir Tableau 3. 3). Par contre, pour la conception des contreventements, les charges sont modifiées afin d'obtenir des poids sismiques égaux à chaque niveau. On prend le poids maximum obtenu sur la hauteur des structures régulières pour les appliquées à tous les niveaux des bâtiments de 4 et 8 étages réguliers et 50% de poids en moins pour la moitié des étages supérieurs pour les bâtiments de 4 et 8 étages irréguliers. Ces modifications sont montrées schématiquement à la Figure 3. 5 et à la Figure 3. 6 pour les bâtiments R4 et I4-50-200.

Tableau 3. 2: Charges permanentes et charges vives

Charges permanentes (kPa)	Toit	1.2
	Planchers	4.5
	Murs extérieurs	1.2
Charges vives (kPa)	Neige	1.48
	charge d'occupation	2.4

Tableau 3. 3 : Poids sismique W (kN) pour la moitié des bâtiments (par contreventement)

Étages	Bâtiments			
	R4	I4-50-200	R8	I8-50-200
8			3686.18	1843.09
7			3686.18	1843.09
6			3686.18	1843.09
5			3686.18	1843.09
4	3686.18	1843.09	3686.18	3686.18
3	3686.18	1843.09	3686.18	3686.18
2	3686.18	3686.18	3686.18	3686.18
1	3686.18	3686.18	3686.18	3686.18

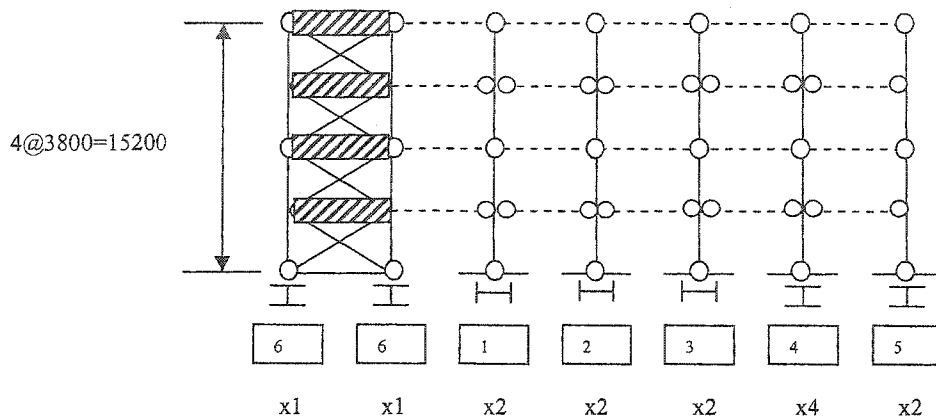


Figure 3.5 : Représentation de la distribution du poids sismique pour la structure R4

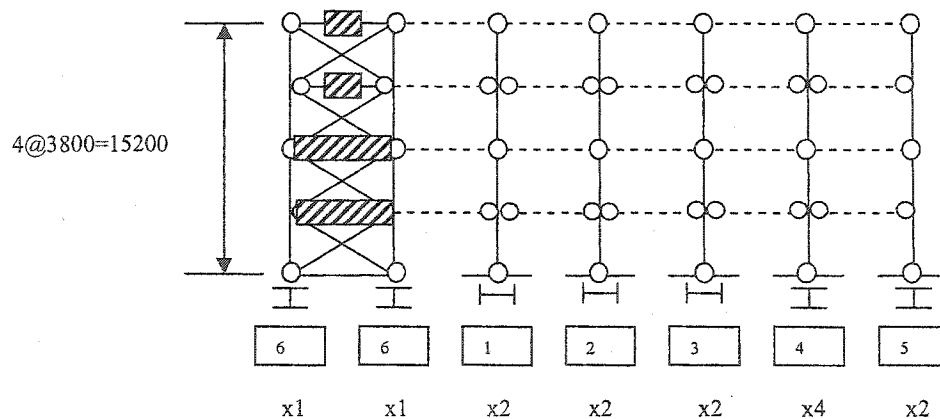


Figure 3.6 : Représentation de la distribution du poids sismique pour la structure I4-50-

Les poteaux de gravités utilisés, sont ceux conçus par Tremblay et Robert (2000, a et b). La Figure 3.3 et la Figure 3.4 montrent le nombre de poteaux soumis à des charges de gravité identiques ayant la même orientation. Les profilés choisis de ces poteaux sont décrits dans le Tableau 3.4 et dans le Tableau 3.5. Les caractéristiques des profilés, c'est à dire l'aire, l'inertie suivant l'orientation (X ou Y), les charges de gravités ($P = D$

+0.5L). Les propriétés sont cumulées suivant le nombre de poteaux impliqués pour un contreventement (demie du bâtiment dans la direction N-S).

Tableau 3. 4 : Propriétés des poteaux de gravité pour les bâtiments de 4 étages

poteaux	niveau	type	ΣA (mm ²)	ΣI (mm ⁴)	ΣM_0 (kN.m)	ΣP (kN)
No1 direction x 2 poteaux	4	W200x52	13240	105	396,2	334
	3					510
	2	W310x86	22000	396	99,4	482
	1					478
No2 direction y 4 poteaux	4	W200x52	26480	71,2	371	1436
	3					1824
	2	W310x86	44000	178	746,2	1744
	1					1728
No4 direction x 2 poteaux	4	W150x30	7580	34,2	170,8	216
	3					366
	2	W200x46	11640	90,4	311,5	342
	1					340
No5 direction x 2 poteaux	4	W150x22	5680	24	93,2	96
	3					206
	2	W150x30	7580	34,2	170,8	192
	1					190
No6 direction y 2 poteaux	4	W200x46	11640	30,6	105,7	494
	3					708
	2	W250x73	18560	77,6	324,1	674
	1					668

Tableau 3. 5 : Propriétés des poteaux de gravité pour les bâtiments de 8 étages

poteaux	niveau	type	ΣA (mm ²)	ΣI (mm ⁴)	ΣMp (kN.m)	ΣP (kN)	poteaux	niveau	type	ΣA (mm ²)	ΣI (mm ⁴)	ΣMp (kN.m)	ΣP (kN)
No1 direction x2 poteaux	8	W200x 52	13240	105	396,2	334	No2 direction x2 poteaux	8	W150x 22	5680	24	93,2	96
	7					510		7					206
	6	W310x 86	22000	396	99,4	482		6	W150x 30	7580	34,2	170,8	192
	5					478		5					190
	4	W310 X143	36400	696	1694	474		4	W200 X42	10560	81,2	309,4	188
	3					474		3					188
	2	WWF3 50X17 6	44800	1004	2254	472		2	W200 X46	11640	90,4	311,5	186
	1					472		1					186
No4 direction y x4 poteaux	8	W200x 52	26480	71,2	371	1436	No5 direction y x2 poteaux	8	W200x 46	11640	30,6	105,7	494
	7					1824		7					708
	6	W310x 86	44000	178	746,2	1744		6	W250x 73	18560	77,6	324,1	674
	5					1728		5					668
	4	W310 X118	60000	360,8	1250	1720		4	W310 X97	24600	145,8	334,6	664
	3					1716		3					662
	2	W310 X158	80000	500	1708	1716		2	W310 X118	30000	180,4	625,1	662
	1					1712		1					660
No3 direction x2 poteaux	8	W150x 30	7580	34,2	170,8	216							
	7					366							
	6	W200x 46	11640	90,4	311,5	342							
	5					340							
	4	W250 X58	14840	174,6	539	338							
	3					336							
	2	W250 X73	18560	226	689,5	336							
	1					334							

3.4 CONCEPTION AVEC LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE

3.4.1 Forces sismique latérale minimum

La force de cisaillement à la base, V , de chaque bâtiment (force sismique latérale minimum) est calculée au moyen de l'équation 2-1. Les valeurs des composantes de V sont définies dans le Tableau 3. 7.

Les périodes naturelles des bâtiments sont déterminées en utilisant la formule prescrite par le CNBC 2004 pour une ossature contreventée (voir chapitre 2). Les valeurs obtenus de T_a sont de 0.38 sec pour les structures de 4 étages ($h_n = 15.2$ m) et de 0.65 sec pour les bâtiments de 8 étages ($h_n = 30.4$ m). Les valeurs du spectre de conception (voir Figure 3. 7) sont établies à partir des accélérations spectrales maximales pour la ville de Vancouver (Adams 1999) pour un amortissement de 5% et pour un aléa sismique d'une probabilité annuelle de dépassement de 2% pour 50 ans (voir Tableau 3. 6 et Figure 3. 7). Le site où se situent les bâtiments est posé comme un site de classe C (sol dense). Les facteurs F_a et F_v sont alors égaux à 1.0.

Tableau 3. 6 : Valeurs spectrales pour la ville de Vancouver

T(sec)	Sa (g)	S _v (g)
0.1	0.83	1.0
0.15	1.0	1.0
0.2	1.0	1.0
0.3	0.87	0.89
0.4	0.76	0.78
0.5	0.67	0.67
1.0	0.34	0.34
2.0	0.18	0.18
4.0	-	0.09

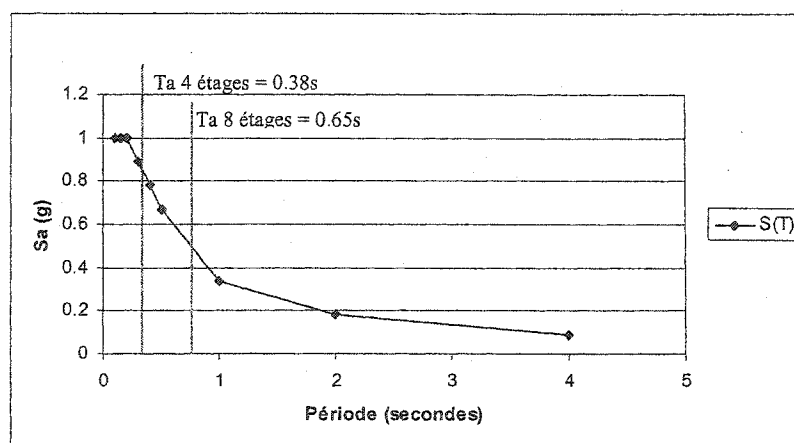


Figure 3. 7: Spectre d'accélération pour la ville de Vancouver

Les bâtiments sont de ductilité modérée, on a donc $R_d=3.0$ et $R_o=1.5$ (voir Annexe 2.1). De plus, les facteurs M_v et I sont égaux à 1.0 (voir annexe 2.2). Le calcul de V est résumé au Tableau 3. 7.

Tableau 3. 7 : Valeurs des composantes de V

Bâtiment	$S(T_a)$ (g)	W (kN)	$S(T_a)M_vIW/(R_oR_d)$ (kN)	$S(2.0)M_vIW/R_dR_o$ (kN)	$2/3S(0.2)IW/R_dR_o$ (kN)	V (kN)
R4-S	0.797	29489	5220	1179	4368	4369
I4-50-200S	0.797	22117	3915	884	3276	3277
R8-S	0.572	58978	7506	2359	8737	7507
I8-50-200S	0.572	44234	5630	1769	6553	5630

3.4.2 Distribution des forces sismiques latérales

La force sismique latérale totale, V , est distribuée sur chaque niveau de la structure selon l'équation 2-2. Les valeurs de F_x appliquées à chaque contreventement dans la direction Nord - Sud sont présentées dans le Tableau 3. 8. Pour les bâtiments étudiés, la force $F_t=0$, car $T_a < 0.7s$, quelque soit la structure.

Tableau 3. 8 : Forces latérales appliquées à chaque niveau pour les 4 bâtiments

Niveaux	Valeurs de F_x (kN)			
	R4-S	I4-50-200S	R8-S	I8-50-200S
8			834.10	489.58
7			729.83	428.38
6			625.57	367.18
5			521.31	306.00
4	873.76	504.09	417.05	489.58
3	655.32	378.07	312.79	367.18
2	436.88	504.09	208.53	244.8
1	218.44	252.05	104.26	122.4

La Figure 3. 8 montre que les forces latérales augmentent de manière proportionnelle avec la hauteur pour les structures régulières, que ce soit pour le bâtiment de 4 étages ou le bâtiment de 8 étages, alors qu'il existe une discontinuité des forces latérales à la mi-hauteur pour les bâtiments irréguliers de 4 et 8 étages due à la diminution du poids sismique. En effet, il y a une différence de 25% de la valeur de F_x entre les étages 2 et 3 pour la structure irrégulière de 4 étages et de 37.5% entre les étages 4 et 5 de la structure irrégulière de 8 étages. Ces variations impliquent une diminution des forces de cisaillement pour les bâtiments irréguliers par rapport aux bâtiments réguliers de même hauteur.

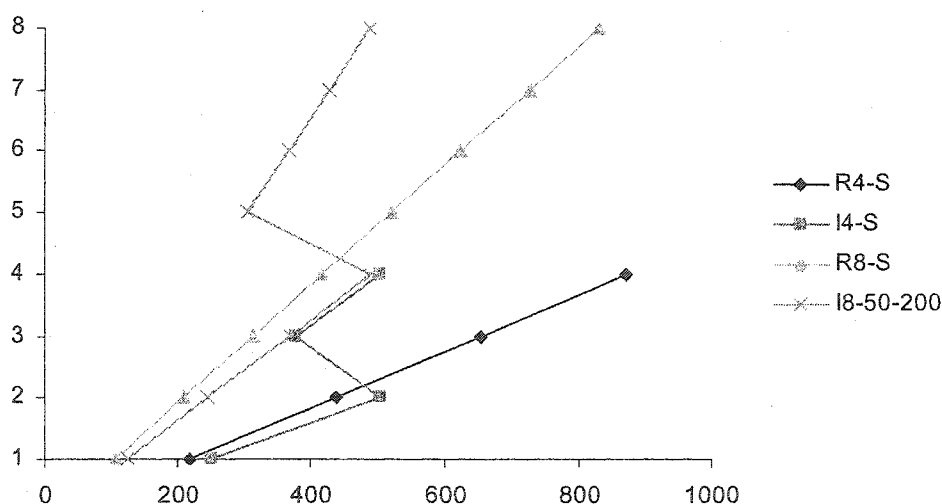


Figure 3. 8 : Forces latérales sismiques appliquées à chaque niveau des 4 structures

3.4.3 Sélection des diagonales

Le système de contreventement choisi est un système en X sur un étage avec des diagonales travaillant en tension et compression. Lors de la conception, on prend en compte l'effet $P-\Delta$ en faisant l'hypothèse que $R_d R_o \Delta = 0.006 h_s$ (déformation inélastique envisagée), avec $h_s = 3800 \text{ mm}$. L'effet P -delta est déterminé à l'aide du facteur U_2 (voir Équation 2-4). Les Tableaux 3. 9 à 3.12 donnent les valeurs de V_{1x} , avant la prise en

compte des effets P- Δ , et la valeur de $V_x = U_2 x V_{1x}$. Le calcul des charges $\Sigma(C_D + 0.5C_L)$ sont les charges de gravités appliquées à la moitié du bâtiments (chaque contreventement reprend la moitié des charges). Le facteur de réduction pour les charges vives, RF_{LL} , qui prend en compte des charges d'occupation, est égal à $0.3 + \sqrt{9.8/B_{LL}}$ avec B_{LL} , la surface tributaire d'un contreventement. V_{1x} est la distribution des charges latérales sans l'effet P Δ .

Tableau 3. 9: Distribution des charges latérales avec effet P- Δ pour R4-S

niveau	B_{LL} (m ²)	RF_{LL}	Charges de gravité		$\Sigma(C_D + 0.5C_L)$ (kN)	V_{1x} (kN)	U_2	V_x (kN)
			ΣC_D (kN)	ΣC_L (kN)				
4	0.00	1.00	1065	1097	1613	874	1.011	883
3	1482.25	0.38	4751	1775	5639	1529	1.022	1563
2	2964.50	0.36	8437	2369	9622	1966	1.029	2024
1	4446.75	0.35	12123	2948	13598	2184	1.037	2266

Tableau 3. 10 : Distribution des charges latérales avec effet P- Δ pour I4-50-200S

niveau	B_{LL} (m ²)	RF_{LL}	Charges de gravité		$\Sigma(C_D + 0.5C_L)$ (kN)	V_{1x} (kN)	U_2	V_x (m ²)
			ΣC_D (kN)	ΣC_L (kN)				
4	0	1.00	1065	1097	1613	504	1.019	514
3	1482.25	0.38	4751	1775	5639	882	1.038	916
2	2964.5	0.36	8437	2369	9622	1386	1.042	1444
1	4446.75	0.35	12123	2948	13598	1638	1.050	1720

Tableau 3. 11 : Distribution des charges latérales avec effet P- Δ pour R8-S

niveau	B_{LL} (m ²)	RF_{LL}	Charges de gravité		$\Sigma(C_D + 0.5C_L)$ (kN)	V_{1x} (kN)	U_2	V_x (m ²)
			ΣC_D (kN)	ΣC_L (kN)				
8	0.00	1.00	1065	1097	1613	834	1.012	844
7	1482.25	0.38	4751	1775	5639	1564	1.022	1598
6	2964.50	0.36	8437	2369	9622	2190	1.026	2247
5	4446.75	0.35	12123	2948	13598	2711	1.038	2813
4	5929.00	0.34	15810	3521	17570	3128	1.034	3233
3	7411.25	0.34	19496	4088	21540	3441	1.038	3570
2	8893.50	0.33	23182	4653	25508	3649	1.042	3802
1	10375.75	0.33	26868	7638	30687	3753	1.049	3938

Tableau 3. 12 : Distribution des charges latérales avec effet P-Δ pour I8-50-200S

niveau	B _{LL} (m ²)	RF _{LL}	Charges de gravité		Σ(C _D +0.5C _L) (kN)	V _{ix} (kN)	U ₂	V _x (m ²)
			ΣC _D (kN)	Σ C _L (kN)				
8	0.00	1.00	1065	1097	1613	490	1.020	499
7	1482.25	0.38	4751	1775	5639	918	1.037	952
6	2964.50	0.36	8437	2369	9622	1285	1.045	1343
5	4446.75	0.35	12123	2948	13598	1591	1.051	1673
4	5929.00	0.34	15810	3521	17570	2081	1.051	2186
3	7411.25	0.34	19496	4088	21540	2448	1.053	2577
2	8893.50	0.33	23182	4653	25508	2693	1.057	2846
1	10375.75	0.33	26868	7638	30687	2815	1.065	2999

Pour la conception des diagonales, on calcule les forces de compression dans les diagonales provenant des forces latérales distribuées: $C_f = V_x / (2 \cos \theta)$ avec $\theta = 26.56$ degrés. On fait l'hypothèse que $K_x = K_y = 0.45$ et les longueurs des diagonales sont constante quelque soit le niveau étudié. Donc pour chaque niveau, $KL = 0.45 * \sqrt{(3800^2 + 7600^2)} = 3823 \text{ mm}$. Les profilés doivent répondre aux exigences du chapitre 2 et sont choisis de manière à avoir le plus faible poids linéaire.

Les diagonales choisies pour chaque niveau sont présentées du Tableau 3. 13 au Tableau 3. 16. Les valeurs de la résistance en compression C_r et des forces T_u , C_u' et C_u des diagonales sont inscrites dans ces tableaux pour le calcul des charges maximales dans les poteaux et les poutres. Pour calculer les différentes forces, on prend un facteur R_y égale à 1.0, car toutes les analyses temporelles seront effectuées en supposant une limite élastique égale à F_y et non à $R_y F_y$ avec $R_y = 1.1$.

Tableau 3. 13 : Choix des diagonales pour R4-S

niveau	C _r (kN)	Sections choisies	A (mm ²)	KL/r	C _r (kN)	R _y A _g F _y (kN)	λ	C _u ' (kN)	C _u (kN)
4	494	127x127x6.4	2960	78.35	532	1 036	1.044	203	709
3	874	152x152x8	4430	65.47	942	1 551	0.872	362	1256
2	1131	152X152X11	5970	67.20	1 239	2 090	0.895	475	1656
1	1267	178x178x9.5	6180	56.23	1 441	2 163	0.749	595	1956

Tableau 3. 14 : Choix des diagonales pour I4-50-200S

niveau	C_r (kN)	Sections choisies	A (mm ²)	KL/r	C_r (kN)	$R_y A_g F_y$ (kN)	λ	C_u' (kN)	C_u (kN)
4	287	102x102x6.4	2320	99.57	312	812	1.327	130	416
3	512	127x127x6.4	2960	78.35	532	1 036	1.044	203	709
2	807	152x152x8	4430	65.47	942	1 551	0.872	362	1256
1	961	152X152X9.5	5210	66.38	1 152	1 824	0.884	420	1460

Tableau 3. 15 : Choix des diagonales pour R8-S

niveau	C_r (kN)	Sections choisies	A (mm ²)	KL/r	C_r (kN)	$R_y A_g F_y$ (kN)	λ	C_u' (kN)	C_u (kN)
8	472	127x127x6.4	2960	78.35	532	1 036	1.044	203	709
7	893	152x152x8	4430	65.47	942	1 551	0.872	362	1256
6	1256	178x178x9.5	6180	56.23	1 469	2 163	0.749	595	1956
5	1572	178x178x11	7100	56.90	1 669	2 485	0.758	675	2230
4	1807	203x203x9.5	7150	48.77	1 835	2 503	0.650	811	2448
3	1996	203x203x11	8230	49.27	2 010	2 881	0.656	923	2804
2	2126	203x203x13	9260	49.72	2 356	3 241	0.662	1027	3141
1	2201	203x203x13	9260	49.72	2 356	3 241	0.662	1027	3141

Tableau 3. 16 : Choix des diagonales pour I8-0-200S

niveau	C_r (kN)	Sections choisies	A (mm ²)	KL/r	C_r (kN)	$R_y A_g F_y$ (kN)	λ	C_u' (kN)	C_u (kN)
8	279	102x102x6.4	2320	99.57	312	812	1.327	130	416
7	532	127x127x6.4	2960	78.35	532	1 036	1.044	203	709
6	751	152x152x8	4430	65.47	942	1 551	0.872	362	1256
5	935	152x152x8	4430	65.47	942	1 551	0.872	362	1256
4	1222	178x178x9.5	6180	56.23	1 469	2 163	0.749	595	1956
3	1441	178x178x9.5	6180	56.23	1 469	2 163	0.749	595	1956
2	1591	203x203x9.5	7150	48.77	1 835	2 503	0.650	811	2448
1	1677	203x203x9.5	7150	48.77	1 835	2 503	0.650	811	2448

La Figure 3. 9 et la Figure 3. 10 présentent les rapports C_f/C_r des diagonales aux différents niveaux pour les structures régulières et irrégulières de 4 et 8 étages conçues par la méthode statique. On remarque que pour les quatre structures, C_f/C_r se situent entre 0.8 et 1.0. De plus, la courbe de C_f/C_r est moins uniforme sur la hauteur des bâtiments pour les structures irrégulières. Ceci peut être dû au fait que le choix des diagonales se fait en retenant la section avec le poids linéaire le plus faible et non la résistance la plus élevée, comme cela est la pratique courante. On peut donc s'attendre lors des analyses non linéaires à ce que des niveaux soient plus résistants que d'autres et donc à certaines variations des déplacements inter étages.

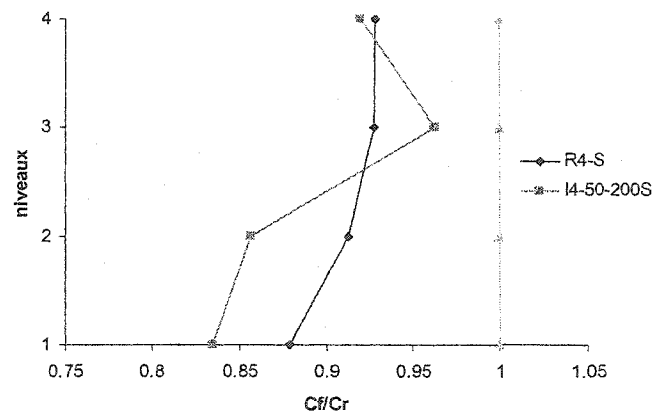


Figure 3. 9 : C_f/C_r dans les diagonales pour R4-S et I4-50-200S

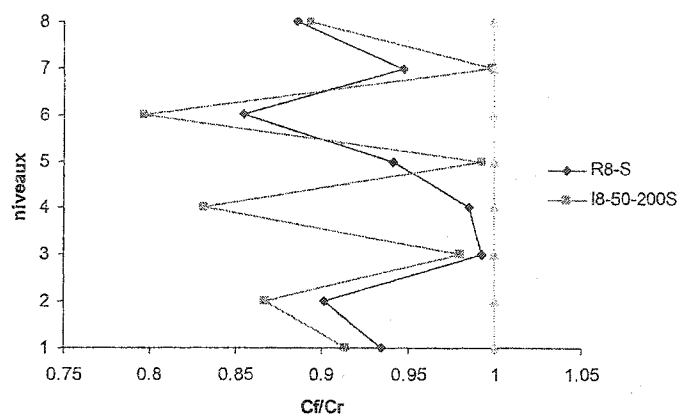


Figure 3. 10 : C_f/C_r dans les diagonales pour R8-S et I8-50-200S

3.4.4 Sélection des poteaux

La méthode de sélection des poteaux est expliquée au chapitre 2. Comme pour la conception des diagonales, on utilise le facteur de réduction pour les charges vives d'occupation RF_{LL} . La surface supportée par chaque poteau d'un contreventement dans la direction Nord-Sud est de 57.76 m^2 par niveau. Le Tableau 3. 17 et le Tableau 3. 18 présentent les charges de gravités appliquées à chaque niveaux pour les bâtiments de 4 et 8 étages. Le calcul suppose que les diagonales ne supportent pas de charges de gravité.

Tableau 3. 17 : Charges de gravité dans les poteaux pour R4-S et I4-50-200S

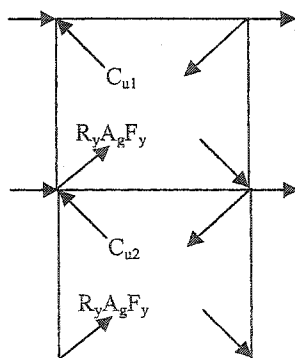
niveau	B_{LL} (m^2)	RF_{LL}	Charges de gravité		$\Sigma(C_D+0.5C_L)$ (kN)	$\Sigma(C_D+0.5C_L)$ par niveau (kN)
			ΣC_D (kN)	ΣC_L (kN)		
4	0.00	1.00	86	85	129	129
3	57.76	0.71	381	184	473	344
2	115.52	0.59	675	266	808	335
1	173.28	0.54	970	340	1141	332

Tableau 3. 18 : Charges de gravité dans les poteaux pour R8-S et I8-50-200S

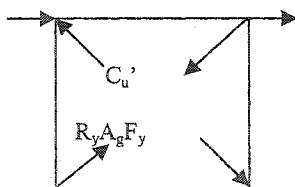
niveau	B_{LL} (m ²)	RF_{LL}	Charges de gravité		$\Sigma(C_D+0.5C_L)$ (kN)	$\Sigma(C_D+0.5C_L)$ par niveau (kN)
			ΣC_D (kN)	ΣC_L (kN)		
8,00	0.00	1.00	86	85	129	129
7,00	57.76	0.71	381	184	473	344
6,00	115.52	0.59	675	266	808	335
5,00	173.28	0.54	970	341	1141	332
4,00	231.04	0.51	1265	411	1470	329
3,00	288.80	0.48	1559	478	1798	328
2,00	346.56	0.47	1854	542	2125	327
1,00	404.32	0.46	2149	606	2451	326

Dans un second temps, pour connaître l'effet des charges latérales, on examine les trois cas décrits au chapitre 2:

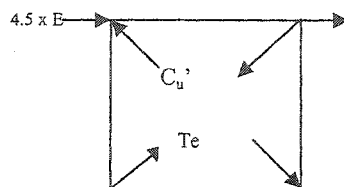
- les forces axiales imposées aux poteaux au moment du flambement des diagonales comprimées dues aux forces latérales :



- les forces axiales imposées aux poteaux après le flambement des diagonales dues aux forces latérales :



- les forces axiales imposées aux poteaux sous les forces latérales égales à $4.5 \times E$ ($R_d R_o = 4.5$) après flambement en compression (cas obtenus pour tous les bâtiments)



Si les forces en tension T_e dans les diagonales sous les forces latérales égales à $4.5 \times E$ (après flambement des diagonales en compression) sont supérieures à $R_y A_g F_y$ à certains niveaux, on remplace les forces en tension des diagonales aux niveaux correspondant par $R_y A_g F_y$ et on réduit les charges latérales en conséquences. Les Figure 3. 11 à 3-13 représentent les trois cas expliqués précédemment pour le bâtiment régulier de 4 étages (R4-S). Dans la Figure 3. 13, deux diagrammes sont présentés, l'un avec les efforts sous les charges latérales correspondant à $4.5E$ et l'autre avec les charges modifiées en fonction de la capacité des diagonales. La Figure 3. 14 présente les efforts de compression les plus défavorables parmi ceux obtenus de ces trois cas. La Figure 3. 15, la Figure 3. 16 et la Figure 3. 17, montrent les efforts les plus défavorables pour les poteaux et pour les poutres pour les bâtiments R4-S, I4-50-200S, R8-S et I8-50-200S.

On remarque que les cas les plus défavorables pour les poteaux sont les cas "avant flambement" sauf pour le bâtiment R4, où c'est le cas "après flambement". Par contre pour les poutres, ce sont les cas "après flambement (cas 2)" les plus défavorables pour toutes les structures car elles doivent reprendre les efforts que les diagonales flambées ne peuvent pas reprendre en compression.

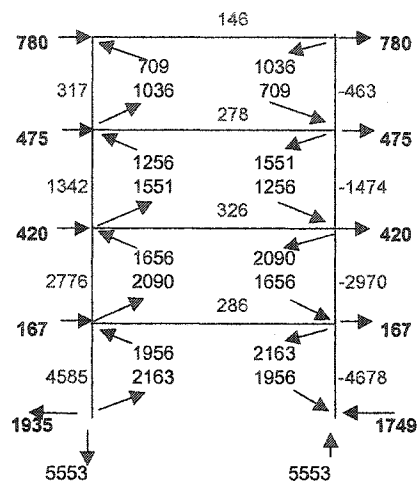


Figure 3. 11 : Efforts axiaux dans les poteaux au flambement des diagonales pour le bâtiment R4-S

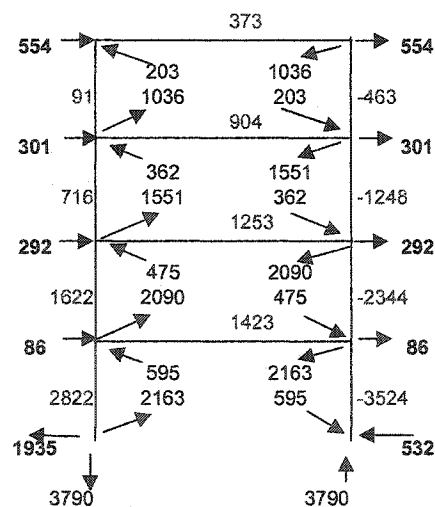
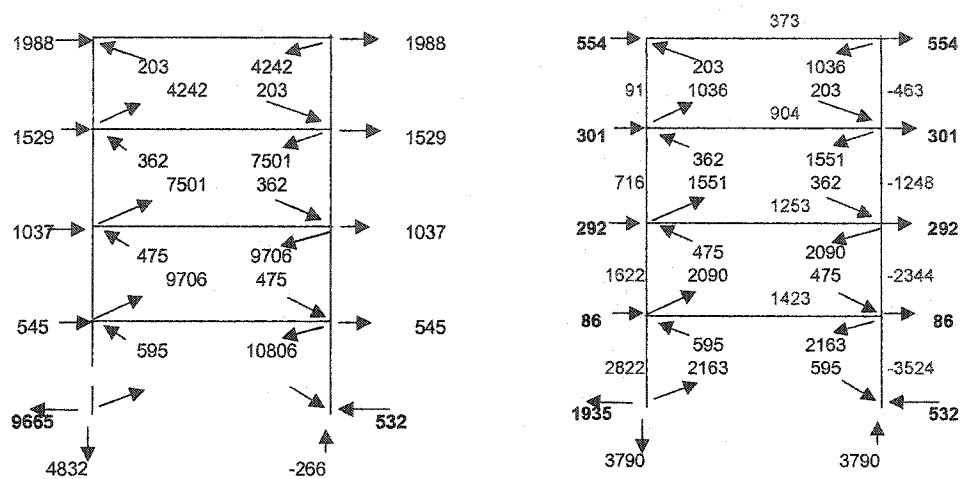


Figure 3. 12 : Efforts axiaux dans les poteaux après flambement des diagonales pour le bâtiment R4-S



a) Charges latérales correspondant à 4.5E

b) Charges latérales modifiées

Figure 3.13 : Efforts dans les diagonales sous les forces latérales de 4.5E pour la structure R4-S

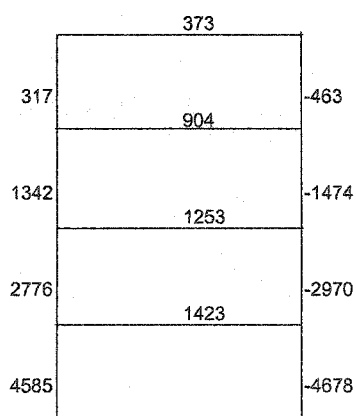


Figure 3.14 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et dans les poteaux pour la structure R4-S

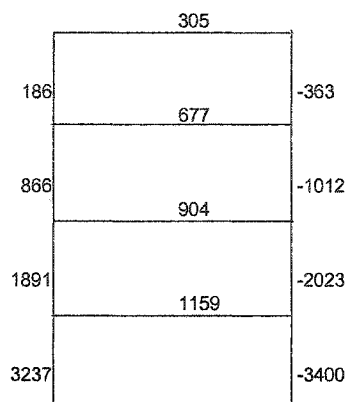


Figure 3. 15 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et les poteaux pour la structure I4-50-200S

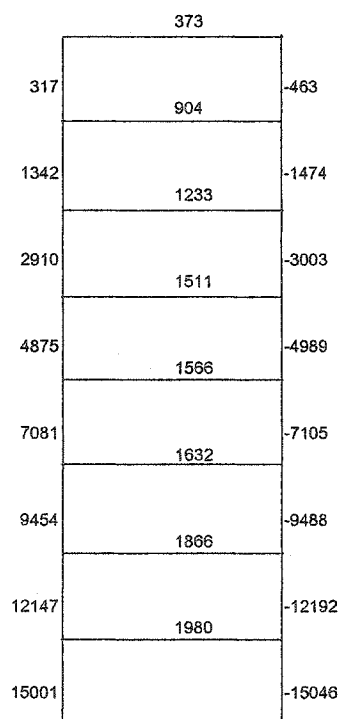


Figure 3. 16 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et les poteaux pour la structure R8-50-200S

	305	
186	677	-363
866	904	-1012
1891	1063	-2023
3146	1233	-3278
4714	1403	-4807
6556	1458	-6649
8618	1513	-8643
10832		-10857

Figure 3. 17 : Efforts les plus défavorables dans les poutres et les poteaux pour la structure I8-50-200S

Pour sélectionner les poteaux, il suffit d'additionner les efforts axiaux dans les poteaux dus aux charges de gravités à ceux dus aux charges latérales à tous les deux niveaux (les poteaux sont continus sur deux étages) pour obtenir C_f . On sélectionne les poteaux pour respecter $C_r > C_f$ en faisant l'hypothèse que $K=1.0$ ($KL=3800\text{mm}$). Les poteaux doivent aussi être de classe 1 ou 2. Ensuite, on vérifie les poteaux comme des poteaux-poutres suivant la norme S16.1 (équations 2-8 et 2-9). La vérification doit être faite pour la résistance de la section et pour la résistance dans le plan de flexion en assumant une simple courbure ($\kappa = -1$) et en prenant $M_f = 0.2Z_y F_y$. Le Tableau 3. 19, le Tableau 3. 20, le Tableau 3. 21 et le Tableau 3. 22 indiquent les sections W ou WWF choisies et la vérification des équations d'interaction (inférieur à 1.0).

Tableau 3. 19 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres pour le bâtiment R4-S

niveau	C_r (kN)	Sections	classe	M_{ly} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	Résistance de la section				Résistance dans le plan de flexion				
						λ	C_r (kN)	U_{ly}	Interaction	λ	C_r (kN)	w_t	U_{ly}	Interaction
4	593													
3	1947	W250X89	1	40	181	0	3591	1	0.68	0.777	2642	1	1.418	0.93
2	3779													
1	5819	W310X226	1	128	576	0	9104	1	0.77	0.625	7557	1	1.291	0.94

Tableau 3. 20 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres pour le bâtiment I4-50-200S

niveau	C_r (kN)	Sections	classe	M_{ly} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	Résistance de la section				Résistance dans le plan de flexion				
						λ	C_r (kN)	U_{ly}	Interaction	λ	C_r (kN)	w_t	U_{ly}	Interaction
4	493													
3	1486	W250x80	2	36	162	0	3213	1	0.68	0.778	2361	1	1.338	0.93
2	2832													
1	4541	W310x179	1	98	441	0	7182	1	0.77	0.636	5912	1	1.300	0.94

**Tableau 3. 21 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres
pour le bâtiment R8-S**

						Résistance de la section			Résistance dans le plan de flexion					
niveau	C _r (kN)	Sections	classe	M _{ly} (kN.m)	M _{ry} (kN.m)	λ	C _r (kN)	U _{1x}	Interaction	λ	C _r (kN)	w ₁	U _{1y}	Interaction
8	593													
7	1947	W250X101	1	40	181	0	3591	1	0.68	0.777	2642	1	1.418	0.93
6	3812													
5	6130	WWF350X238	1	152	684	0	9545	1	0.78	0.557	8286	1	1.219	0.90
4	8576													
3	11287	WWF450x409	1	357	1607	0	16443	1	0.82	0.418	15349	1	1.122	0.88
2	14317													
1	17497	WWF650X598	1	742	3339	0	24003	1	0.86	0.292	23360	1	1.059	0.89

**Tableau 3. 22 : Choix des poteaux et vérification des poteaux comme poteaux-poutres
pour le bâtiment I8-50-200S**

						Résistance de la section				Résistance dans le plan de flexion				
niveau	C _r (kN)	Sections	classe	M _{ly} (kN.m)	M _{ry} (kN.m)	λ	C _r (kN)	U _{1x}	Interaction	λ	C _r (kN)	w ₁	U _{1x}	Interaction
8	493													
7	1486	W250X73	2	32	146	0	2923	1	0.73	0.783	2139	1	1.107	0.94
6	2832													
5	4419	WWF350X176	1	109	488	0	7056	1	0.82	0.566	6092	1	1.001	0.86
4	6277													
3	8447	WWF350X315	1	216	973	0	12663	1	0.86	0.418	11820	1	1.081	0.86
2	10768													
1	13308	WWF500X456	1	440	1981	0	18333	1	0.91	0.378	17387	1	1.038	0.90

3.4.5 Sélection des poutres

Les poutres, de longueur égale à 7.6 m, sont conçues pour résister aux charges de gravité, agissant seules ($1.25D + 1.5L$), et sont ensuite vérifiées comme poteaux-poutres pour la combinaison $D+0.5L+E$. Les forces axiales dues aux charges latérales sont obtenues de la même manière que pour les poteaux et les efforts de compression maximums sont données de la Figure 3. 14 à la Figure 3. 17. Ces efforts sont aussi présentés dans le Tableau 3. 23, le Tableau 3. 24, le Tableau 3. 25 et le Tableau 3. 26 pour les différentes structures étudiées.

Tableau 3. 23 : Choix des poutres pour le bâtiment R4-S

niveau	1.25D+1.5L			D+0.5L+E			Section
	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	
4	28	0	204	15	373	106	W410X39
3	31	0	223	16	904	113	W460X82
2	31	0	223	16	1253	113	W460X82
1	31	0	223	16	1423	113	W460X82

Tableau 3. 24 : Choix des poutres pour le bâtiment I4-50-200S

niveau	1.25D+1.5L			D+0.5L+E			Section
	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	
4	28	0	204	15	305	106	W410X39
3	31	0	223	16	677	113	W460X82
2	31	0	223	16	904	113	W460X82
1	31	0	223	16	1159	113	W460X82

Tableau 3. 25 : Choix des poutres pour le bâtiment R8-S

niveau	1.25D+1.5L			D+0.5L+E			Section
	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	
8	28	0	204	15	373	106	W360X45
7	62	0	449	41	904	294	W460X82
6	62	0	449	41	1233	294	W460X82
5	62	0	449	41	1511	294	W460X97
4	62	0	449	41	1566	294	W460X97
3	62	0	449	41	1632	294	W460X106
2	62	0	449	41	1866	294	W460X106
1	62	0	449	41	1980	294	W460X106

Tableau 3. 26 : Choix des poutres pour le bâtiment I8-50-200S

niveau	1.25D+1.5L			D+0.5L+E			Section
	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	W_f (kN/m)	C_f (kN)	M_f (kN.m)	
8	28	0	204	15	305	106	W360X45
7	62	0	449	41	677	294	W460X82
6	62	0	449	41	904	294	W460X82
5	62	0	449	41	1063	294	W460X97
4	62	0	449	41	1233	294	W460X97
3	62	0	449	41	1403	294	W460X106
2	62	0	449	41	1458	294	W460X106
1	62	0	449	41	1513	294	W460X106

Les vérifications sont faites seulement pour la résistance de la section et la résistance en flexion autour de l'axe fort suivant la norme S16.1 ($K_y=0$ et $L_{sy}=0$), avec $K_x=1.0$ ($L_{sx}=7.6m$). On considère effectivement que les poutres sont stabilisées latéralement par les planchers et que le déversement ou flambement hors du plan de flexion est empêché. L'équation à vérifier est : $C_f/C_r + 0.85U_{1x}M_{fx}/M_{rx} \leq 1.0$ si les sections de type W sont de classe 1 et $C_f/C_r + 1.0U_{1x}M_{fx}/M_{rx} \leq 1.0$ si elles sont de classes 2 ou 3.

Le Tableau 3. 27, le Tableau 3. 28, le Tableau 3. 29 et Tableau 3. 30 explicitent ces vérifications pour les 4 structures étudiées.

Tableau 3. 27 : Vérification des poutres pour le bâtiment R4-S

niveau	M_l (kN.m)	Cf (kN)	Résistance de la section					Stabilité autour de x					
			λ	C_r (kN)	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction	λ	C_r (kN)	ω_1	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction
4	204	373	0.0	1572	1	230	0.700	0.636	1294	1	1.095	230	0.795
3	223	904	0.0	3276	1	576	0.442	0.538	2877	1	1.077	576	0.493
2	223	1253	0.0	3276	1	576	0.549	0.538	2877	1	1.110	576	0.620
1	223	1423	0.0	3276	1	576	0.601	0.538	2877	1	1.127	576	0.682

Tableau 3. 28 : Vérification des poutres pour le bâtiment I4-50-200S

niveau	M_l (kN.m)	Cf (kN)	Résistance de la section					Stabilité autour de x					
			λ	C_r (kN)	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction	λ	C_r (kN)	ω_1	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction
4	204	305	0.0	1572	1	230	0.657	0.636	1294	1	1.076	230	0.734
3	223	677	0.0	3276	1	576	0.373	0.538	2877	1	1.057	576	0.411
2	223	904	0.0	3276	1	576	0.442	0.538	2877	1	1.077	576	0.493
1	223	1159	0.0	3276	1	576	0.520	0.538	2877	1	1.101	576	0.586

Tableau 3. 29 : Vérification des poutres pour le bâtiment R8-S

niveau	M_l (kN.m)	Cf (kN)	Résistance de la section					Stabilité autour de x					
			λ	C_r (kN)	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction	λ	C_r (kN)	ω_1	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction
8	204	373	0.0	1805	1	245	0.640	0.693	1424	1	1.098	245	0.738
7	449	904	0.0	3276	1	576	0.709	0.538	2877	1	1.077	576	0.781
6	449	1233	0.0	3276	1	576	0.810	0.538	2877	1	1.108	576	0.909
5	449	1511	0.0	3875	1	687	0.754	0.533	3414	1	1.110	687	0.846
4	449	1566	0.0	3875	1	687	0.768	0.533	3414	1	1.115	687	0.864
3	449	1632	0.0	4253	1	753	0.715	0.533	3747	1	1.109	753	0.803
2	449	1866	0.0	4253	1	753	0.770	0.533	3747	1	1.126	753	0.871
1	449	1980	0.0	4253	1	753	0.797	0.533	3747	1	1.135	753	0.905

Tableau 3. 30 : Vérification des poutres pour le bâtiment I8-50-200S

niveau	Résistance de la section							Stabilité autour de x					
	M_r (kN.m)	C_f (kN)	λ	C_r (kN)	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction	λ	C_r (kN)	ω_1	U_{1x}	M_{rx} (kN.m)	Interaction
8	204	305	0.0	1805	1	245	0.603	0.693	1424	1	1.079	245	0.603
7	449	677	0.0	3276	1	576	0.640	0.538	2877	1	1.057	576	0.640
6	449	904	0.0	3276	1	576	0.709	0.538	2877	1	1.077	576	0.709
5	449	1063	0.0	3875	1	687	0.638	0.533	3414	1	1.075	687	0.638
4	449	1233	0.0	3875	1	687	0.682	0.533	3414	1	1.088	687	0.682
3	449	1403	0.0	4253	1	753	0.662	0.533	3747	1	1.092	753	0.662
2	449	1458	0.0	4253	1	753	0.674	0.533	3747	1	1.096	753	0.674
1	449	1513	0.0	4253	1	753	0.687	0.533	3747	1	1.100	753	0.687

3.4.6 Analyse statique

L'analyse statique des structures permet de savoir si les conceptions répondent aux critères de flèches du CNBC2004. Les déplacements inter étages multipliés par $R_d R_o / I_e$ ne doivent pas dépasser $0.025h_s$, avec h_s égale à 3800mm. Cette analyse est effectuée avec le logiciel SAP90/2000. Les poteaux des contreventements sont continus sur deux étages. L'assemblage entre deux poteaux consécutifs est un assemblage rotulé. Les membrures des contreventements sont articulées comme montré sur la Figure 3. 18. Les caractéristiques de chaque section des contreventements étudiés proviennent de la conception effectuée précédemment par la méthode statique équivalente. Comme le montre la Figure 3. 18, les poteaux de gravité sont modélisés en un seul poteau en additionnant toutes leurs caractéristiques (ΣI , ΣA). Ces caractéristiques sont présentées dans la partie 3.3 (« Présentation des bâtiments étudiés »). Pour l'analyse, on applique les forces latérales F_x , obtenues par la distribution de la force sismique latérale, à chaque niveau du contreventement en les répartissant également sur les deux nœuds extérieurs du treillis.

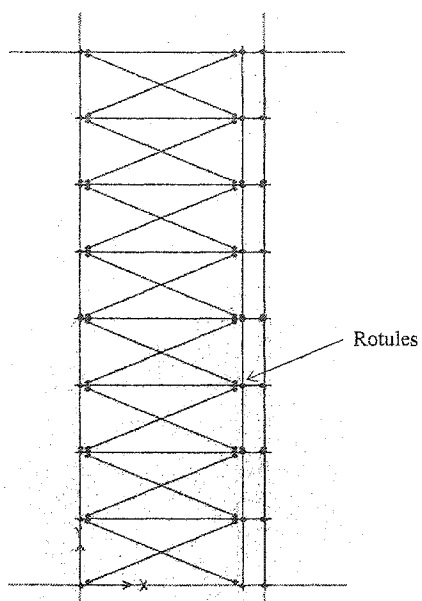


Figure 3. 18 : Modélisation d'un contreventement de 8 étages

La Figure 3. 19 et la Figure 3. 20 donnent les déplacements inter étages obtenus par l'analyse statique des 4 structures étudiées.

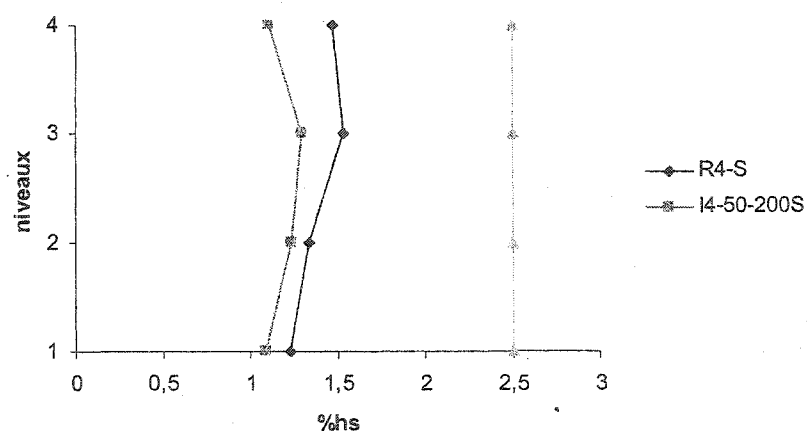


Figure 3. 19 : Δ/hs (%) pour R4-S et I4-50-200S

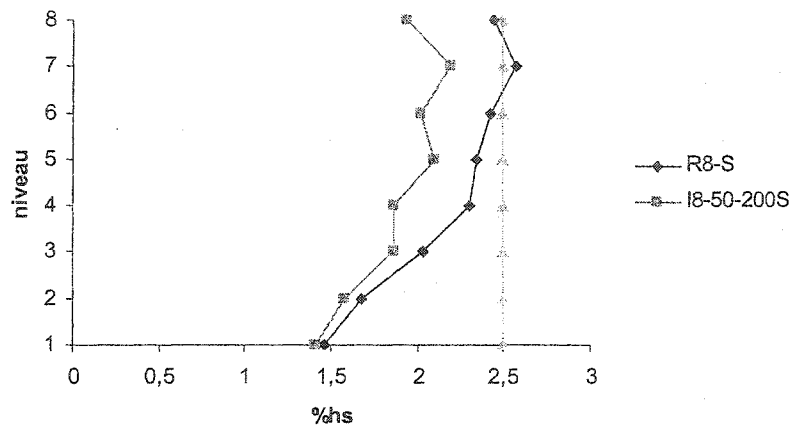


Figure 3. 20 : Δ/hs (%) pour R8-S et I8-50-200S

La Figure 3. 19 montre que la structure R8-S ne respecte pas la limite du CNBC 2004 car le déplacement inter étage au niveau 7 dépasse $2.5\%h_s$. Pour cette structure, on modifie les diagonales du 7^{ième} niveau en utilisant un profilé de type HSS 152x152x9.5 au lieu d'un HSS 152x152x8 et on reprend les étapes présentées dans la partie 3.4.3, la partie 3.4.4 et la partie 3.4.5. Puis on refait une analyse statique pour vérifier si la structure rencontre les critères sur les déplacements inter étage. Les déplacements inter étages obtenus après analyse statique de la nouvelle conception R8-S sont montrés à la Figure 3. 21. On remarque que les critères de flèches sont respectés.

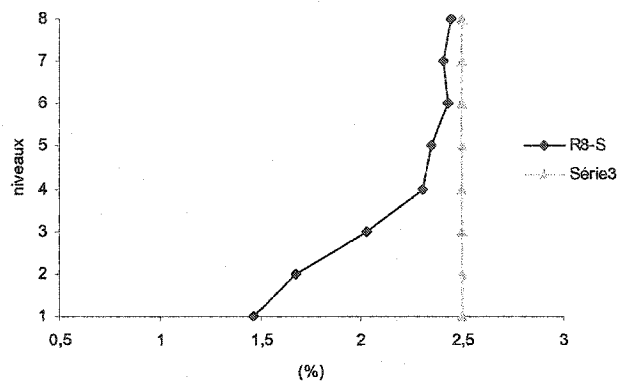


Figure 3. 21 : Δ/hs (%) pour R8-S

Les conceptions finales effectuées à l'aide de la méthode statique sont résumées du Tableau 3. 31 au Tableau 3. 34.

Tableau 3. 31 : Sections pour R4-S

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	3à4	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
	2à3	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	1à2	152X152X11	5970	8.50	1.93E+07	1.93E+07
	0à1	178x178x9.5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
Poutres	4	W410X39	4990	7.60	1.26E+08	4.04E+06
	3	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	2	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	1	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
Poteaux	3à4	W250X89	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	2à3	W250X89	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	1à2	W310X226	28900	3.80	5.96E+08	1.89E+08
	0à1	W310X226	28900	3.80	5.96E+08	1.89E+08

Tableau 3. 32 : Section pour la structure I4-50-200S

	Étages	Diagonales	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	3a4	102x102x6.4	2320	8.50	3.42E+06	3.42E+06
	2a3	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
	1a2	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	0a1	152x152x9.5	5210	8.50	1.73E+07	1.73E+07
Poutres	4	W410X39	4990	7.60	1.26E+08	4.04E+08
	3	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	2	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	1	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
Poteaux	3a4	W250x80	10200	3.80	1.26E+08	4.31E+07
	2a3	W250x80	10200	3.80	1.26E+08	4.31E+07
	1a2	W310x179	22800	3.80	4.45E+08	1.44E+08
	0a1	W310x179	22800	3.80	4.45E+08	1.44E+08

Tableau 3. 33 : Sections pour la structure R8-S

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	7a8	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
	6a7	152x152x9.5	5210	8.50	2.86E+07	2.86E+07
	5a6	178x178x9.5	6180	8.50	1.73E+07	1.73E+07
	4a5	178x178x11	7100	8.50	3.21E+07	3.21E+07
	3a4	203x203x9.5	7150	8.50	4.39E+07	4.39E+07
	2a3	203x203x11	8230	8.50	4.96E+07	4.96E+07
	1a2	203x203x13	9260	8.50	5.47E+07	5.47E+07
	0a1	203x203x13	9260	8.50	5.47E+07	5.47E+07
Poutres	8	W360X45	5730	7.60	1.22E+08	8.18E+06
	7	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	6	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	5	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	4	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	3	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	2	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	1	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
Poteaux	7a8	W250X101	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	6a7	W250X101	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	5a6	WWF350X238	30300	3.80	6.50E+08	2.50E+08
	4a5	WWF350X238	30300	3.80	6.50E+08	2.50E+08
	3a4	WWF450x409	52200	3.80	1.89E+09	7.60E+08
	2a3	WWF450x409	52200	3.80	1.89E+09	7.60E+08
	1a2	WWF650X598	76200	3.80	6.15E+09	2.29E+09
	0a1	WWF650X598	76200	3.80	6.15E+09	2.29E+09

Tableau 3. 34: Sections pour la structure I8-50-200S

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ²)	I _y (mm ²)
Diagonales	7a8	102x102x6.4	2320	8.50	3.42E+06	3.42E+06
	6a7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
	5a6	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	4a5	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	3a4	178x178x9.5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
	2a3	178x178x9.5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
	1a2	203x203x9.5	7150	8.50	4.39E+07	4.39E+07
	0a1	203x203x9.5	7150	8.50	4.39E+07	4.39E+07
Poutres	8	W360X45	5730	7.60	1.22E+08	8.18E+06
	7	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	6	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	5	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	4	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	3	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	2	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	1	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
Poteaux	7a8	W250X73	9280	3.80	1.13E+08	3.88E+07
	6a7	W250X73	9280	3.80	1.13E+08	3.88E+07
	5a6	WWF350X176	22400	3.80	5.02E+10	1.79E+08
	4a5	WWF350X176	22400	3.80	5.02E+10	1.79E+08
	3a4	WWF350X315	40200	3.80	8.24E+08	3.57E+08
	2a3	WWF350X315	40200	3.80	8.24E+08	3.57E+08
	1a2	WWF500X456	58200	3.80	2.66E+09	1.04E+09
	0a1	WWF500X456	58200	3.80	2.66E+09	1.04E+09

3.5 CONCEPTION AVEC LA MÉTHODE SPECTRALE

La première conception effectuée par la méthode statique équivalente (voir chapitre précédent) sert de conception préliminaire pour la conception spectrale des bâtiments R4-D, I4-50-200D, R8-D et I8-50-200D. On réalise une analyse spectrale avec les membrures données par cette conception préliminaire pour comparer les efforts C_{ISP} dans les diagonales obtenus par l'analyse spectrale et les efforts C_{IST} obtenus par la méthode statique équivalente, afin de voir si l'on peut modifier des sections. L'analyse spectrale est une analyse dynamique linéaire effectuée avec le logiciel SAP90/2000 (voir la modélisation Figure 3. 18) en supposant un amortissement de 5% dans tous les modes et en utilisant la méthode CQC pour la combinaison des modes. Les valeurs de l'accélération spectrale utilisées dans la méthodes modale sont les coefficients d'accélération spectrales définis pour la ville de Vancouver (voir valeurs de S dans le

Tableau 3. 6). On concentre les poids sismiques dans la direction Nord/Sud du bâtiment à chaque nœud des contreventements (voir Tableau 3. 3). De l'analyse spectrale, on obtient le cisaillement à la base V_e . Les efforts C_{fSP} obtenus de l'analyse spectrale sont alors multipliés par V_d/V_e (voir Tableau 3. 35) pour prendre en compte la ductilité des structures. Pour toutes les structures, la force de cisaillement dynamique à la base (V_d), considérée dans ce calcul, est égale au maximum entre $V_e I / (R_d R_o)$ et 100% de V (au lieu de 80% de V pour les structures régulières comme préconisé dans le CNB C2004) ceci afin de pouvoir comparer directement le comportement des structures régulières et irrégulières. La Figure 3. 22 et la Figure 3. 23 représentent les rapports C_{fSP} versus C_{fSD} pour les 4 structures.

Tableau 3. 35 : Valeurs de V_d/V_e pour les structures conçues avec la méthode statique

Bâtiment	R4-S	I4-50-200S	R8-S	I8-50-200S
V_e (kN)	5322	4631	6472	5460
V_d (kN)	2184	1638	3753	2815
V_d/V_e	0.410	0.354	0.580	0.516
V_d/V	1.000	1.000	1.000	1.000

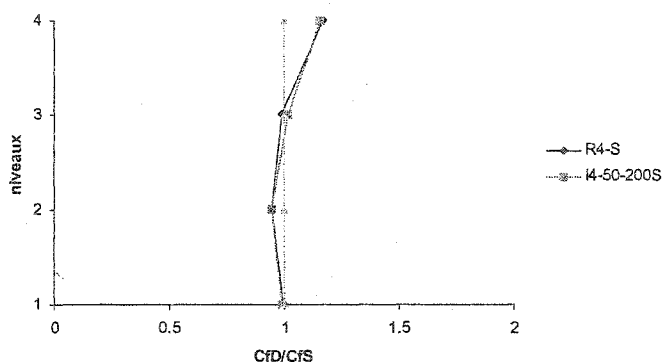


Figure 3. 22 : C_{fSP}/C_{fST} pour les structures R4-S et I4-50-200S

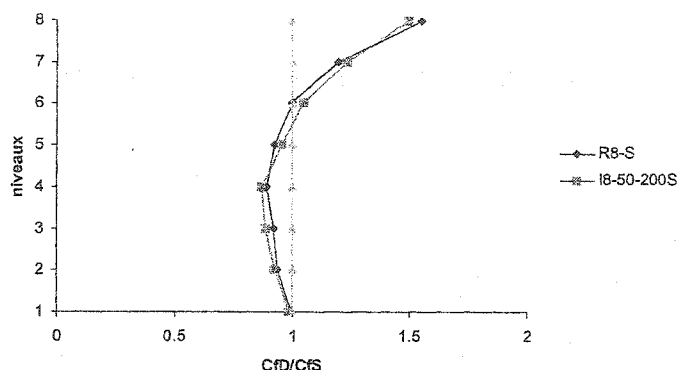


Figure 3.23 : C_{fsp}/C_{fst} pour les structures R8-S et I8-50-200S

D'après la Figure 3. 22 et la Figure 3. 23, on remarque que la valeur de C_{fsp} est supérieure à celle de C_{fst} dans les étages supérieurs des bâtiments I4-50-200S, R4-S, R8-S et I8-50-200S. On renforcera alors les diagonales de ces niveaux et on essaiera de diminuer les sections des diagonales et des poteaux aux niveaux inférieurs. Pour cela, on refait une conception (en suivant les mêmes étapes de sélection des sections que pour la conception par la méthode équivalente statique) en remplaçant les efforts C_{fst} dans les diagonales de la conception préliminaire par les efforts C_{fsp} obtenus par l'analyse spectrale. Lorsque la conception révisée des bâtiments R4-D, I4-50-200D, R8-D et I8-50-200D est terminée, on effectue une analyse spectrale afin de vérifier si les critères de flèches sont respectées. Le Tableau 3. 36, le Tableau 3.37, le Tableau 3. 38 et le Tableau 3. 39 présentent les membrures choisies après l'analyse spectrale. Les cases grisées représentent les modification de sections par rapport aux structures de mêmes types conçues par la méthode équivalente statique. De plus, la Figure 3. 24 et la Figure 3. 25 présentent les valeurs de $C_{u \text{ spectrale}}$ divisées par $C_{u \text{ statique}}$ des diagonales des structures suivant la méthode de conception utilisée (C_u est la résistance ultime en compression des diagonales qui sera utilisée dans les analyses non linéaires). On remarque que les diagonales du 4^{ième} niveau ont été augmentées pour les bâtiments R4-D et I4-50-200D par rapport à celles des bâtiments R4-S et I4-50-200S. Les sections poteaux et des diagonales des 7^{ième} et 8^{ième} étages ont été grossies pour les bâtiments R8-D et I8-50-

200D par rapport aux bâtiments R8-S et I8-50-200S. Par contre on a diminué quelques diagonales du bâtiment R8-D en dessous du 5^{ème} niveau et celles du bâtiment I8-50-200D dans la hauteur inférieure au décrochage de masse.

Tableau 3. 36 :Sections de R4-D

	Étages	Sections	Aires	longeur	Ix	Iy
			(mm ²)	(m)	(mm ²)	(mm ²)
	3à4	127x127x8	3620	8.50	8.36E+06	8.36E+06
Diagonales	2à3	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	1à2	152X152X11	5970	8.50	1.93E+07	1.93E+07
	0à1	178x178x9.5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
	4	W410X39	4990	7.60	1.26E+08	4.04E+06
Poutres	3	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	2	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	1	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	3à4	W250X89	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
Poteaux	2à3	W250X89	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	1à2	W310X226	28900	3.80	5.96E+08	1.89E+08
	0à1	W310X226	28900	3.80	5.96E+08	1.89E+08

Tableau 3. 37: Sections de I4-50-200D

	Étages	Diagonales	Aires	longeur	Ix	Iy
			(mm ²)	(m)	(mm ²)	(mm ²)
	3à4	102x102x8	2820	8.50	3.99E+06	3.99E+06
Diagonales	2à3	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
	1à2	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	0à1	152X152X9.5	5210	8.50	1.73E+07	1.73E+07
	4	W410X39	4990	7.60	1.26E+08	4.04E+06
Poutres	3	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	2	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	1	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	3à4	W250x80	10200	3.80	1.26E+08	4.31E+07
Poteaux	2à3	W250x80	10200	3.80	1.26E+08	4.31E+07
	1à2	W310x179	22800	3.80	4.45E+08	1.44E+08
	0à1	W310x179	22800	3.80	4.45E+08	1.44E+08

Tableau 3. 38: Sections de R8-D

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ²)	I _y (mm ²)
	7à8	127x127x9,5	4240	8.50	9.48E+06	9.48E+06
	6à7	152x152x9,5	5210	8.50	1.73E+07	1.73E+07
	5à6	178x178x9,5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
Diagonales	4à5	178x178x9,5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
	3à4	178x178x11	7100	8.50	3.21E+07	3.21E+07
	2à3	178x178x13	7970	8.50	3.52E+07	3.52E+07
	1à2	203x203x11	8230	8.50	4.96E+07	4.96E+07
	0à1	203x203x13	9260	8.50	5.47E+07	5.47E+07
Poutres	8	W360X45	5730	7.60	1.22E+08	8.18E+06
	7	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	6	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	5	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	4	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	3	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	2	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	1	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	7à8	W250X115	14600	3.8	1.22E+08	8.18E+06
	6à7	W250X115	14600	3.8	3.70E+08	1.86E+07
	5à6	WWF350X238	30300	3.8	3.70E+08	1.86E+07
Poteaux	4à5	WWF350X238	30300	3.8	4.45E+08	2.28E+07
	3à4	WWF450x409	52200	3.8	4.45E+08	2.28E+07
	2à3	WWF450x409	52200	3.8	4.88E+08	2.51E+07
	1à2	WWF650X598	76200	3.8	4.88E+08	2.51E+07
	0à1	WWF650X598	76200	3.8	4.88E+08	2.51E+07

Tableau 3. 39: Sections de I8-50-200D

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
	7à8	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
	6à7	127x127x9.5	4240	8.50	9.48E+06	9.48E+06
	5à6	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
Diagonales	4à5	152x152x8	4430	8.50	1.51E+07	1.51E+07
	3à4	152x152x9.5	5210	8.50	1.73E+07	1.73E+07
	2à3	178x178x9.5	6180	8.50	2.86E+07	2.86E+07
	1à2	178x178x11	7100	8.50	3.21E+07	3.21E+07
	0à1	178x178x11	7100	8.50	3.21E+07	3.21E+07
Poutres	8	W360X45	5730	7.60	1.22E+08	8.18E+06
	7	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	6	W460X82	10400	7.60	3.70E+08	1.86E+07
	5	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	4	W460X97	12300	7.60	4.45E+08	2.28E+07
	3	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	2	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	1	W460X106	13500	7.60	4.88E+08	2.51E+07
	7à8	W250X89	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	6à7	W250X89	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07
	5à6	WWF350X176	22400	3.80	5.02E+08	1.79E+08
Poteaux	4à5	WWF350X176	22400	3.80	5.02E+08	1.79E+08
	3à4	WWF350X315	40200	3.80	8.24E+08	3.57E+08
	2à3	WWF350X315	40200	3.80	8.24E+08	3.57E+08
	1à2	WWF500X456	58200	3.80	2.66E+09	1.04E+09
	0à1	WWF500X456	58200	3.80	2.66E+09	1.04E+09

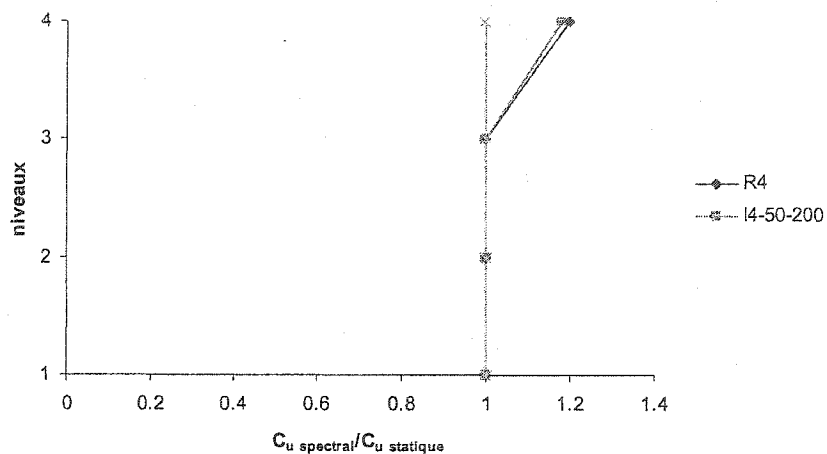


Figure 3. 24 : Valeurs de $C_u \text{ spectral} / C_u \text{ statique}$ pour les structures de types R4 et I4-50-200

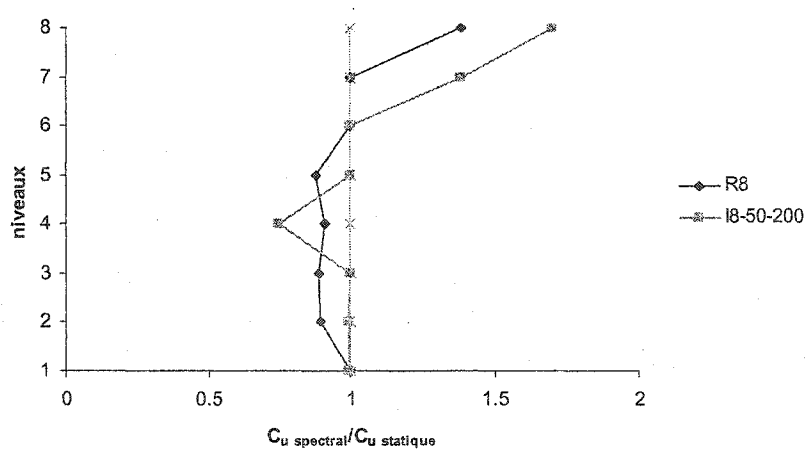


Figure 3. 25 : Valeurs de $C_u \text{ spectral} / C_u \text{ statique}$ pour les structures de types R8 et I8-50-200

La Figure 3. 26 et la Figure 3. 27 présentent les déplacements inter étages pour les bâtiments R4-D, I4-50-200D, R8-D et I8-50-200D obtenus de l'analyse spectrale et les déplacements inter étages des bâtiments R4-S, I4-50-200S, R8-S et I8-50-200S obtenus de l'analyse statique dans la section 3.4.6. Les déplacements inter étages obtenus de l'analyse spectrale sont multipliés par les coefficients V_d/V_e indiqués dans le Tableau 3. 40, puis par $R_d R_o / I$ pour prendre en compte la ductilité de la structure. On remarque que les déplacements inter étages sont plus importants pour les bâtiments conçus avec la méthode statique équivalente par rapport aux mêmes types de structures conçues avec la méthode spectrale. La méthode statique équivalente est donc plus sécuritaire au niveau des flèches.

Tableau 3. 40 : Valeurs de V_d/V_e pour les structures conçues avec l'analyse spectrales

Bâtiment	R4-D	I4-50-200D	R8-D	I8-50-200D
V_e (kN)	5418	4683	6500	5487
V_d (kN)	2184	1638	3753	2815
V_d/V_e	0.403	0.350	0.577	0.513
V_d/V	1.000	1.000	1.000	1.000

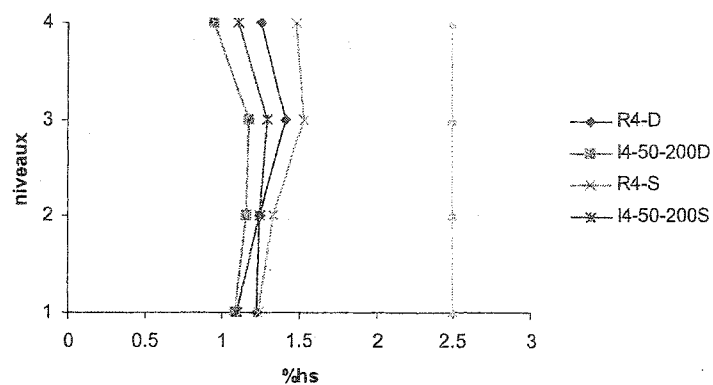


Figure 3. 26 : Déplacements inter étages obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments R4-S, I4-50-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments R4-D, I4-50-200D

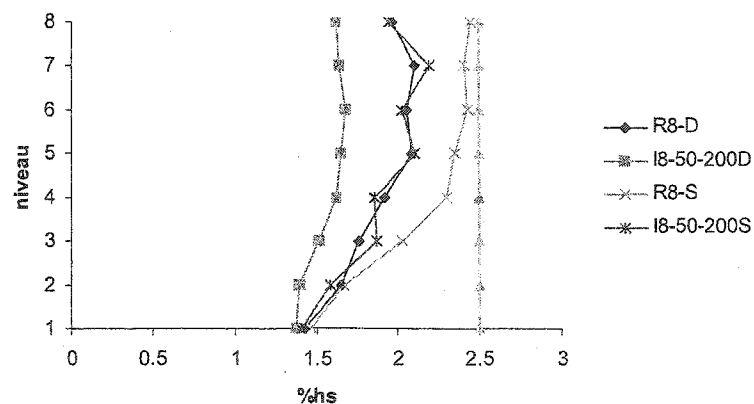


Figure 3. 27 : Déplacements inter étages obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments R8-S, I8-50-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments R8-D, I8-50-200D

3.6 ANALYSE TEMPORELLES

3.6.1 Accélérogrammes

On soumet les 8 structures à trois accélérogrammes différents (voir le Tableau 3. 41). Ces trois accélérogrammes sont calibrés de façon à ce que leurs spectres de réponse soient similaires au spectre de conception pour la ville de Vancouver pour un amortissement de 5%. On choisit un séisme de l'Ouest, un séisme de l'Est (haute fréquence) et un séisme de type "Near Field" afin de savoir quel type de séisme est le plus néfaste aux structures. Les spectres de réponse sont présentés sur la Figure 3. 28 à la Figure 3. 30. La Figure 3. 31, la Figure 3. 32 et la Figure 3. 33 représentent les accélérogrammes A01, A02 et A03 normalisés.

Tableau 3. 41 : Caractéristique des accélérogrammes normalisés

Nom	Type	Enregistrement	Facteur de normalisation	Nombre de point	ΔT (sec)	Durée (sec)	PGA (cm/sec ²)
A01	Ouest	Imperial Valley, 1940, El Centro	0.80	2688	0.02	53.76	341
A02	Est, Haute fréquence	Saguenay, 1988, La Malbaie	4.20	5931	0.005	29.65	122
A03	Near Field	Northridge, 1994, Rinaldi	0.75	3000	0.02	60.00	557

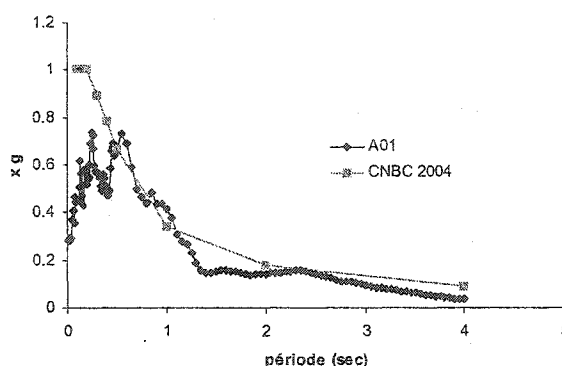


Figure 3. 28 : Spectre de réponse pour l'accélérogramme A01 normalisé

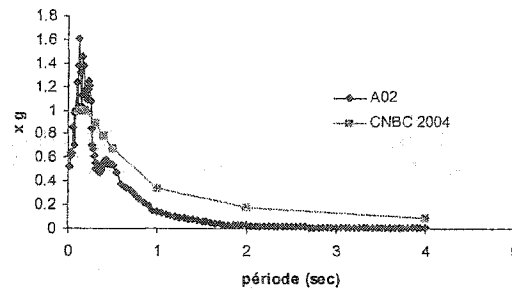


Figure 3. 29: Spectre de réponse pour l'accélérogramme A02 normalisé

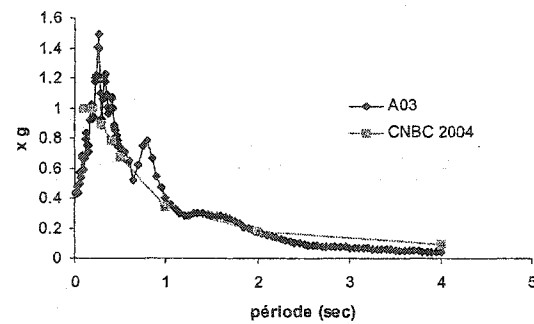


Figure 3. 30 : Spectre de réponse modifié pour l'accélérogramme A03

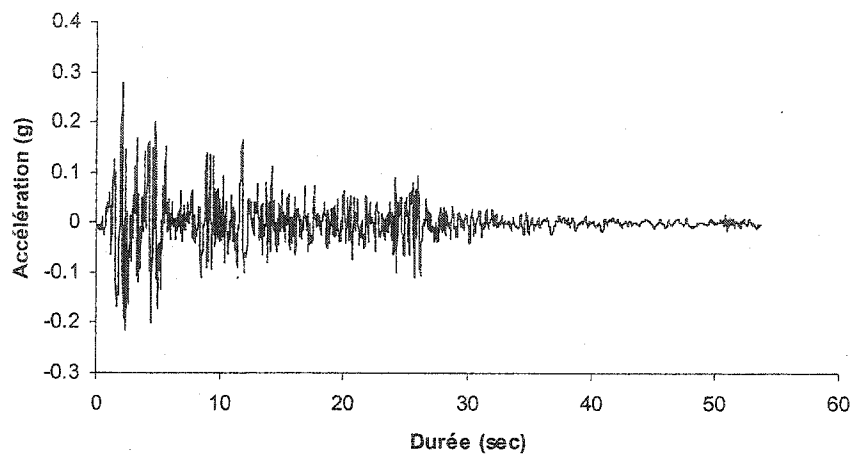


Figure 3.31 : Accélérogramme A01 normalisé

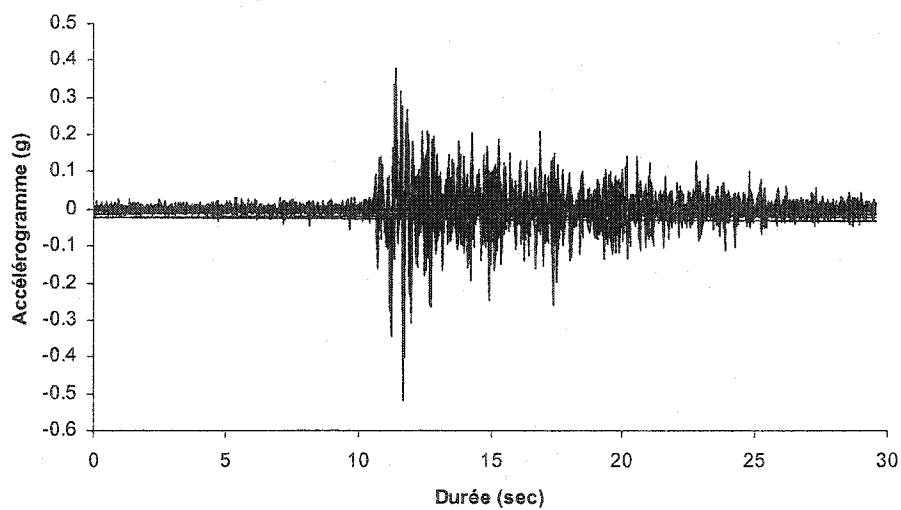


Figure 3.32 : Accélérogramme A02 normalisé

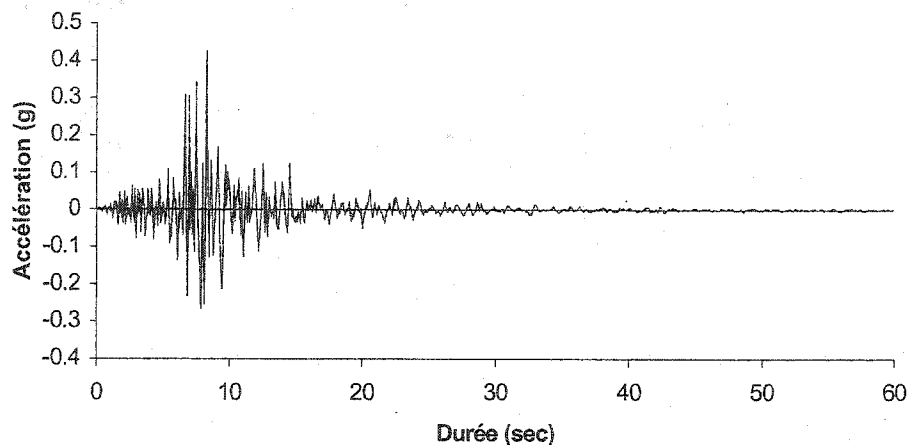


Figure 3. 33 : Accélérogramme A03 normalisé

3.6.2 Analyses temporelle linéaire

L'analyse temporelle linéaire des quatre structures conçues précédemment est effectuée avec deux logiciels différents, SAP 90/2000 et DRAIN-2D, afin de comparer et vérifier les résultats. Les résultats des analyses pour les quatre structures étudiées sont présentés sous la forme de graphiques présentant la valeur maximale de Δ/h_s (en pourcentage) à chaque niveau. Les données utilisées dans SAP90/2000 sont les mêmes que celles utilisées pour l'analyse spectrale. Pour l'analyse avec DRAIN-2D, les valeurs de α et β , pour prendre en compte l'amortissement ("Rayleigh damping"), sont calculées à partir des périodes des deux premiers modes obtenus de l'analyse spectrale de façon à avoir 5% d'amortissement dans ces deux modes. Ces valeurs sont présentées dans le Tableau 3. 42. Lors de l'analyse linéaire, on multiplie les valeurs des résistances de toutes les membrures par 10, soit M_y et P_y pour les poteaux et les poutres et C_u , C_u' et T_u pour les

diagonales, ceci afin de rester dans le domaine élastique. Les effets P- Δ sont pris en considération dans les analyses.

Tableau 3. 42 : Valeurs de α et β

Structure	T1 (s)	T2 (s)	ω_1 rad/s	ω_2 rad/s	α	β
R4-S	0.886	0.328	7.088	19.151	0.517	0.00381
I4-50-200S	0.767	0.327	8.191	19.227	0.574	0.00365
R8-S	1.568	0.535	4.008	11.736	0.299	0.00635
I8-50-200S	1.356	0.546	4.635	11.503	0.330	0.00620
R4-D	0.879	0.316	7.151	19.876	0.526	0.00370
I4-50-200D	0.762	0.319	8.242	19.714	0.581	0.00358
R8-D	1.585	0.528	3.965	11.890	0.297	0.00631
I8-50-200D	1.358	0.530	4.628	11.859	0.333	0.00607

La Figure 3. 34 à la Figure 3. 45 présentent les résultats des analyses temporelles linéaires des structures de 4 et 8 étages pour les trois accélérogrammes. Les analyses linéaires par SAP90/2000 ou DRAIN-2D donnent des résultats très proches. Les différences peuvent provenir du fait que SAP90/2000 utilise un amortissement de 5% pour tous les modes, alors qu'un amortissement supérieur à 5% est implicite pour le troisième mode et les suivant dans DRAIN-2D.

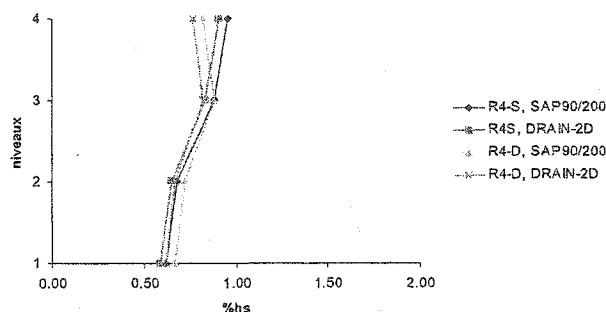


Figure 3. 34 : R4-S et R4-D, Δ/h_s (%), accélérogramme A01

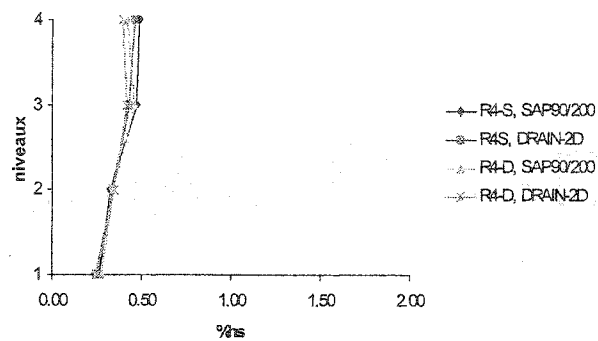


Figure 3. 35 : R4-S et R4-D, Δ/h_s (%), accélérogramme A02

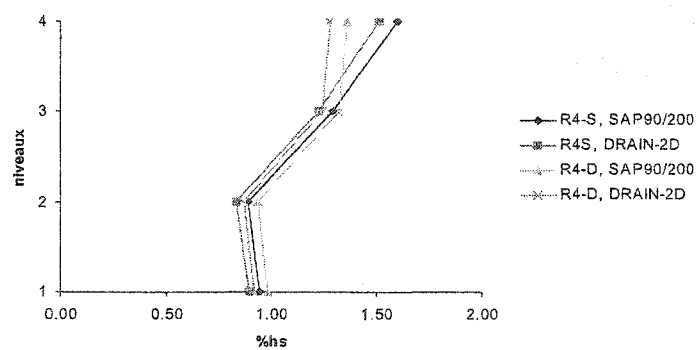


Figure 3. 36 : R4-S et R4-D, Δ/h_s (%), accélérogramme A03

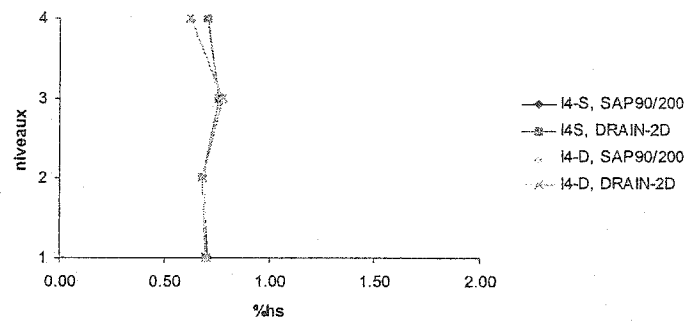


Figure 3. 37: I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A01

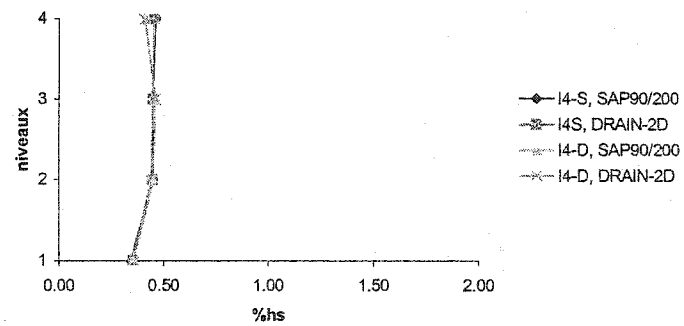


Figure 3. 38 : I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A02

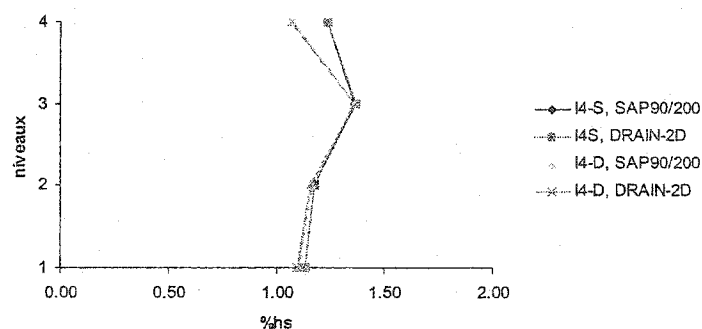


Figure 3. 39 : I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogramme A03

Les analyses temporelles linéaires des quatre structures R4-S, R4-D, I4-50-200S et I4-50-200D montrent que quelque soit l'accélérogramme, aucune structure ne dépasse le critère de flèche ($\Delta/h_s(\%) < 2.5\%$). Quelque soit le type de structure, l'accélérogramme A03 est le plus nuisible, car les déplacements inter-étages obtenus sous ce séisme sont les plus importants et présentent une variation plus grande sur la hauteur des bâtiments que pour les autres accélérogrammes. On remarque que les déplacements inter étages des bâtiments R4-S et R4-D et ceux des bâtiments I4-50-200S et I4-50-200D sont semblables, bien qu'on note certaines différences au 4^{ème} niveau avec des déplacements moins importants pour les structures conçues avec la méthode spectrale. De plus, les déplacements inter-étages des structures irrégulières sont plus faibles que ceux des structures régulières.

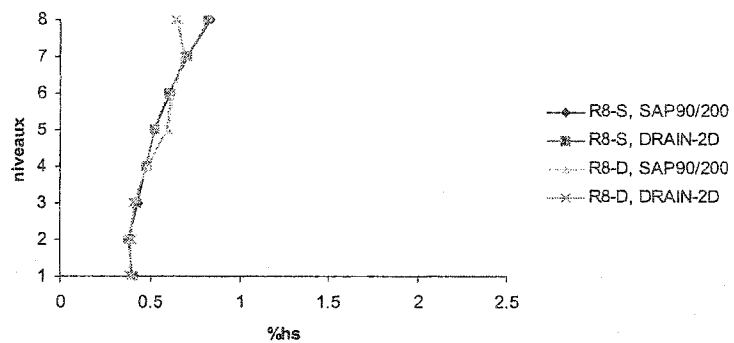


Figure 3.40 : R8-S et R8-D, $\Delta/hs(\%)$, accélérogramme A01

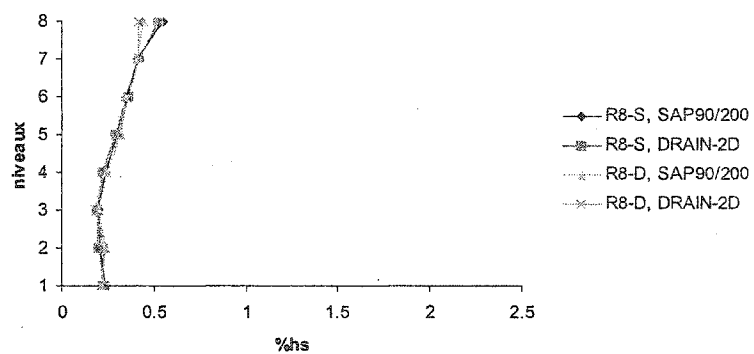


Figure 3.41 : R8-S et R8-D, $\Delta/hs(\%)$, accélérogramme A02

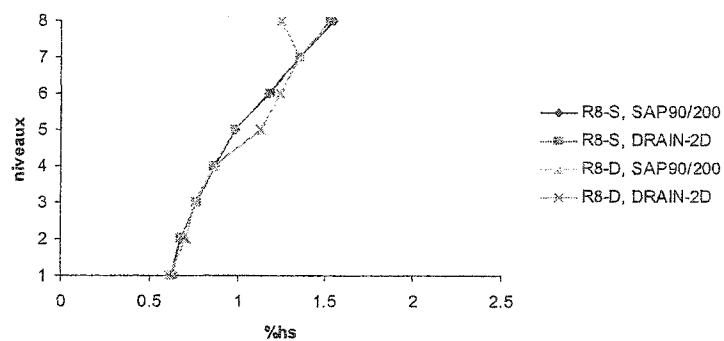


Figure 3.42: R8-S et R8-D, $\Delta/hs(\%)$, accélérogramme A03

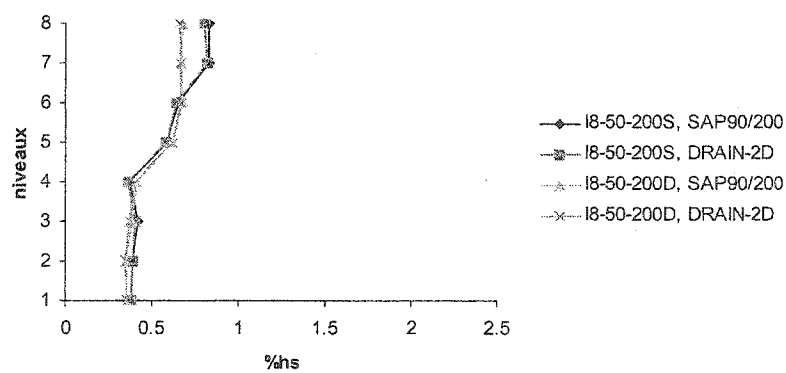


Figure 3.43: I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/hs(\%)$, accélérogramme A01

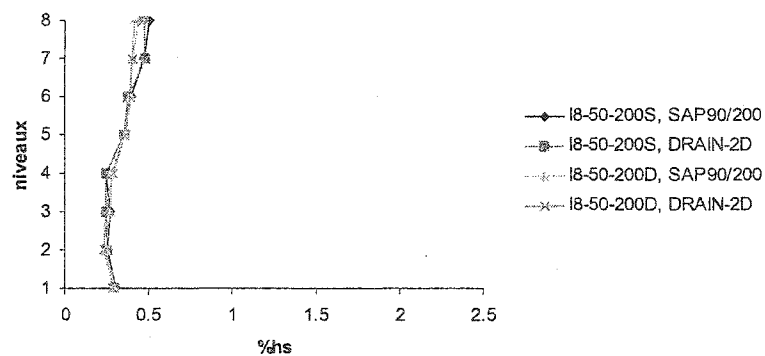


Figure 3.44 : I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/hs(\%)$, accélérogramme A02

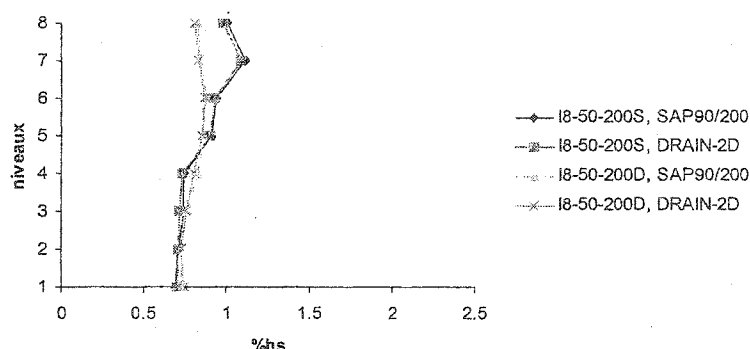


Figure 3. 45 : I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/hs(\%)$, accélérogramme A03

Comme pour les structures à 4 étages, aucune des structures à 8 étages ne dépasse le critère de flèche du CNBC2004, quelque soit l'accélérogramme. L'accélérogramme A03 est encore le plus nuisible et l'accélérogramme A02 est le moins nuisible. On remarque que pour les deux bâtiments réguliers, R8-S et R8-D, le comportement général des déplacements inter étages sur la hauteur des bâtiment est sensiblement le même sauf à partir du 4^{ième} niveau pour les analyses avec les accélérogrammes A01 et A03 et au 8^{ième} niveau seulement pour l'analyse avec l'accélérogramme A02. De plus, quelque soit l'accélérogramme, le déplacement inter étages maximum (au niveau 8) est plus grand pour le bâtiment R8-S. Pour les structures irrégulières, les déplacements inter étages maximums sont plus grands pour la structure I8-50-200S que pour la structure I8-50-200D quelque soit l'accélérogramme et les déplacements inter étages sont plus uniformes pour la structure conçue par la méthode spectrale. Les structures conçues par la méthode spectrale semblent se comporter mieux que ceux conçus par la méthode statique équivalente.

On note aussi que les déplacements inter-étages dans le haut des structures irrégulières sont moins élevés que ceux des structures régulières. Les déplacements inter-étages sont donc moins grands pour les structures irrégulières que pour les structures régulières et les bâtiments conçus avec la conception spectrale donne des déplacements inter-étages plus uniformes sur la hauteur des structures.

3.6.3 Analyse temporelle non linéaire

Les analyses temporelles non linéaires sont effectuées avec le logiciel DRAIN-2D. Les Figure 3. 46 à la Figure 3. 53 représentent les rapports C_{\max} versus C_u obtenus après l'analyse temporelle non linéaire des structures régulières et irrégulières pour les trois accélérogrammes.

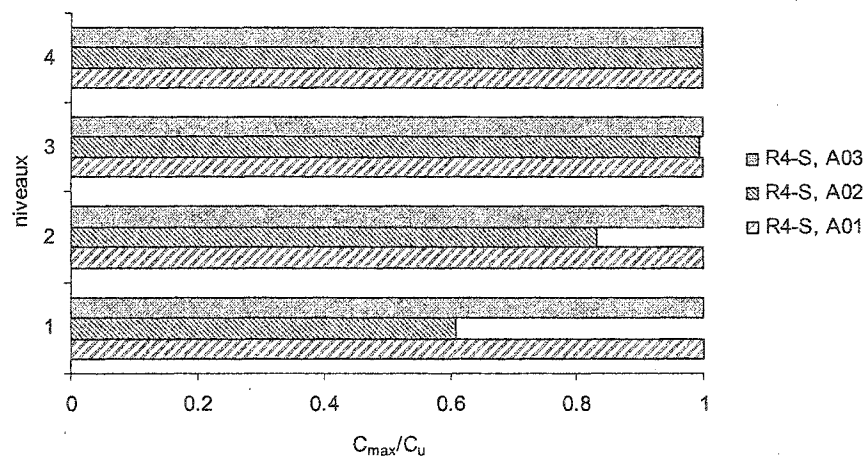


Figure 3. 46 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment R4-S

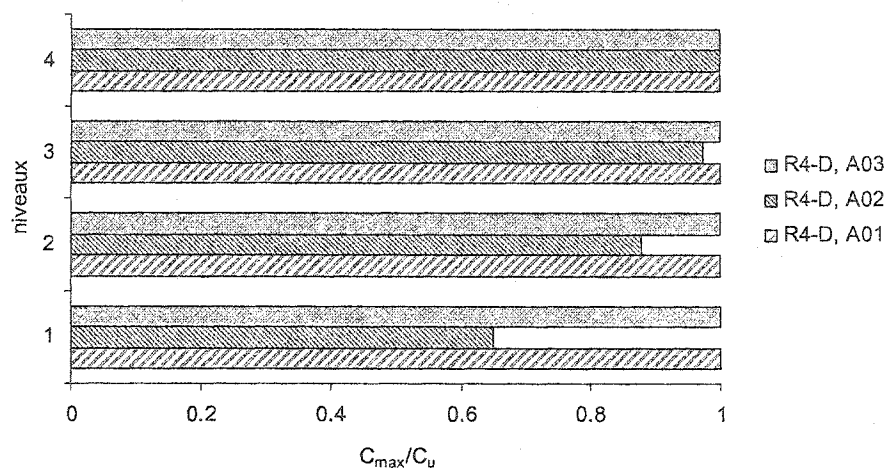


Figure 3.47 : C_{\max}/C_u dans les diagonales de R4-D

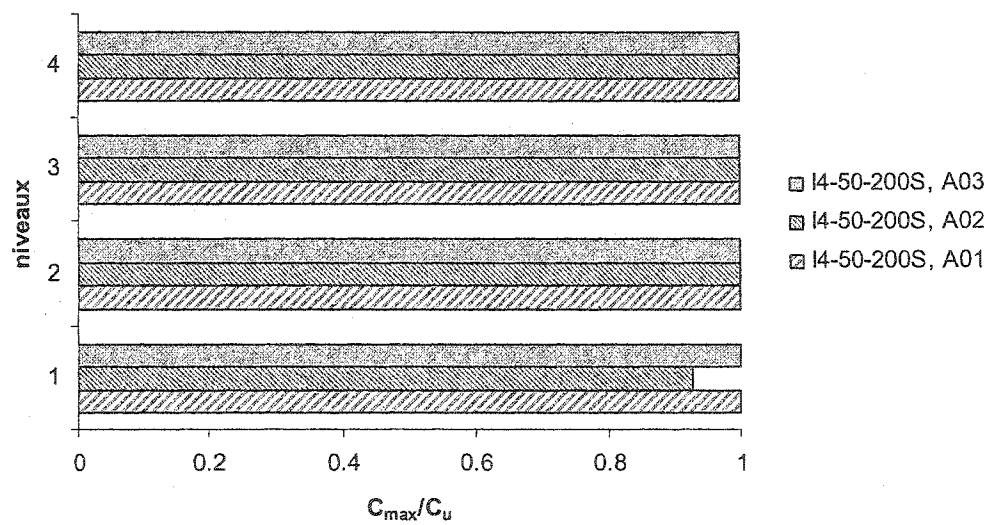


Figure 3.48 : C_{\max}/C_u dans les diagonales de I4-50-200S

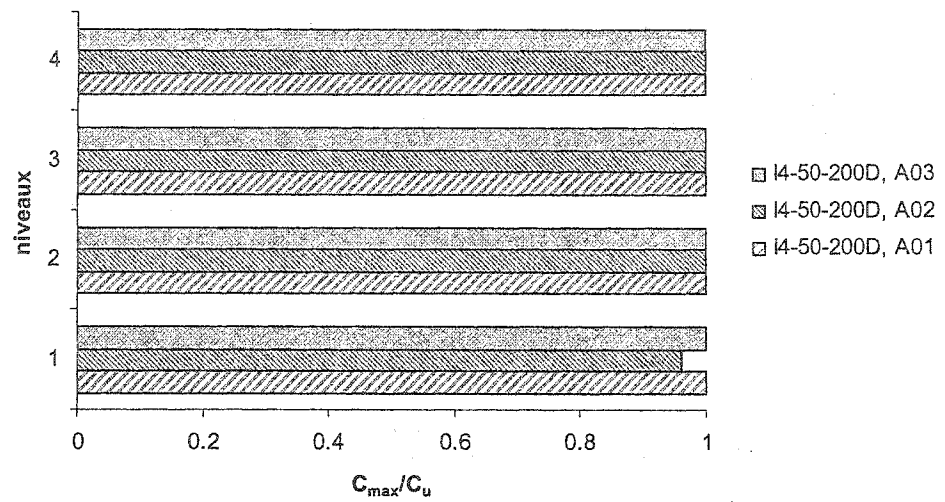


Figure 3. 49 : C_{max}/C_u dans les diagonales de I4-50-200D

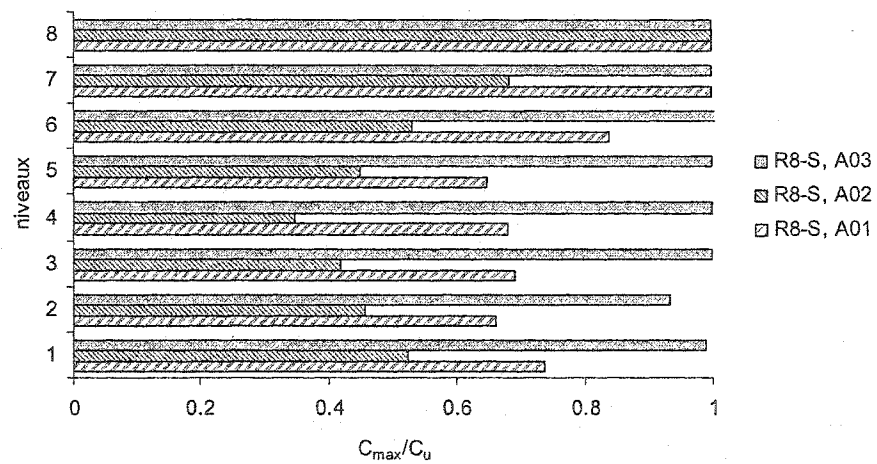


Figure 3. 50 : C_{max}/C_u dans les diagonales de R8-S

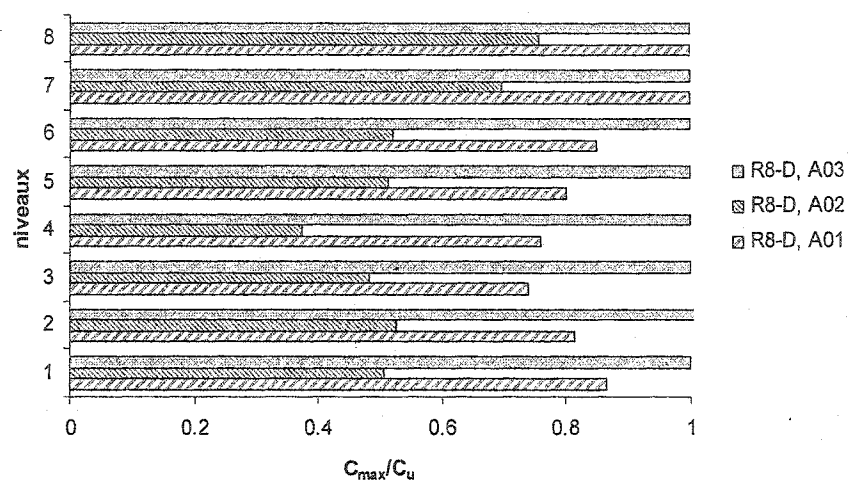


Figure 3.51 : C_{max}/C_u dans les diagonales de R8-D

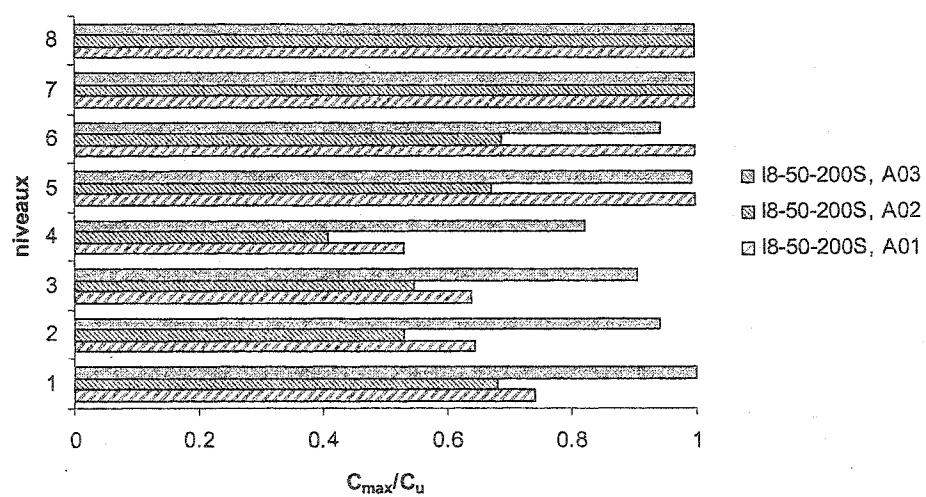


Figure 3.52: C_{max}/C_u dans les diagonales de I8-50-200S

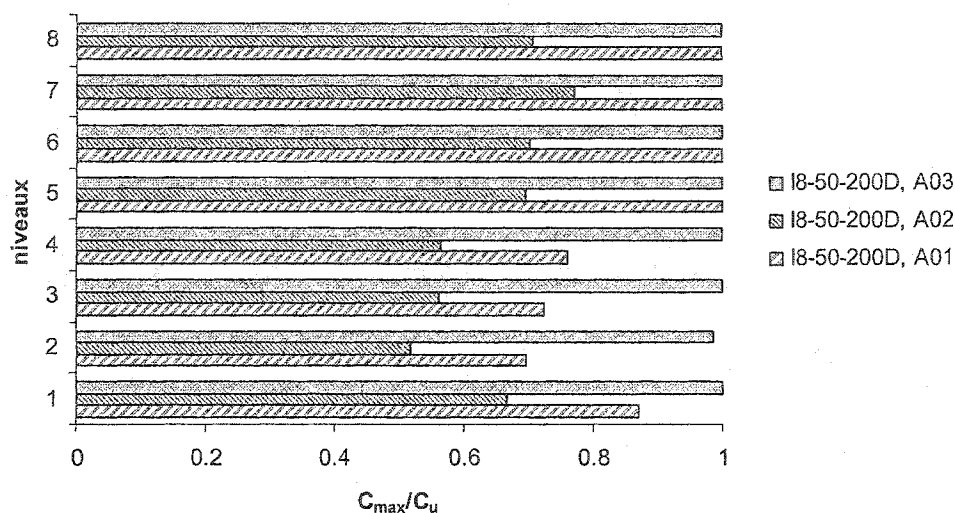


Figure 3. 53 : C_{max}/C_u dans les diagonales de I8-50-200D

Les graphiques précédents montrent que les diagonales restent élastiques ($C_{max}/C_u < 1.0$) aux trois premiers niveaux pour les bâtiments R4-S et R4-D et au premier niveau pour les bâtiments I4-50-200S et I4-50-200D lorsque l'on soumet les structures à l'accélérogramme A02. Toutes les diagonales des structures de 4 étages flambent lorsqu'elles sont soumises aux accélérogrammes A01 et A03. Si l'on compare les résultats entre R8-S et R8-D, on remarque pour l'accélérogramme A02, toutes les diagonales restent élastiques sauf celles du 8^{ième} niveau du bâtiment R8-S. Pour l'accélérogramme A01, les diagonales des bâtiments R8-S et R8-D restent élastiques pour les six premiers niveaux et pour l'accélérogramme A03, toutes les diagonales plastifient sauf celles des deux premiers niveaux du bâtiment R8-S. Entre les structures I8-50-200S et I8-50-200D, on remarque plus de disparité qu'entre les structures R4-S et R4-D, I4-50-200S et I4-50-200D, R8-S et I8-D. Pour l'accélérogramme A02, toutes les diagonales restent élastiques sauf pour les 7^{ième} et 8^{ième} niveaux du bâtiment I8-50-200S. Pour l'accélérogramme A01, Les diagonales restent élastiques jusqu'au 4^{ième} niveau pour les bâtiments I8-50-200s et I8-50-200D. Enfin, pour l'accélérogramme A03, les diagonales

flambent au 7^{ième} et 8^{ième} niveaux pour I8-50-200S et à tous les niveaux sauf au 2^{ième} pour I8-50-200D.

Cela montre, comme on l'a observé lors des analyses linéaires que l'accélérogramme A02 est moins nuisible que les autres. De plus, que ce soit pour les bâtiments réguliers ou irréguliers, la capacité des diagonales semblent être mieux utilisée avec les structures conçues avec la méthode spectrale.

Les résultats des analyses temporelles non linéaires représentant $\Delta/h_s(\%)$ pour les trois accélérogrammes sont présentés sur les graphiques de la Figure 3. 54 à la Figure 3. 57 pour les huit structures étudiées. On remarque que quelque soit la structure, les déplacements inter étages sont faibles et restent réguliers sur la hauteur des bâtiments pour l'accélérogramme A02. Cela s'explique par le fait que les diagonales restent presque toutes dans le domaine élastique.

Pour l'accélérogramme A01, les bâtiments R4-S et R4-D, I4-50-200S et I4-50-200D, ainsi que R8-S et I8-D ont le même comportement. Leurs déplacements inter étages sont plus importants que ceux obtenus avec l'accélérogramme A02, mais il restent assez réguliers sur la hauteur des bâtiments. Par contre le bâtiment I8-50-200S se comporte moins bien que le bâtiment I8-50-200D au niveau au dessus du décroché de masse lorsqu'il est soumis à l'accélérogramme A01. Les déplacements inter étages du bâtiment I8-50-200S sont plus importants (niveaux 5 et 7) et moins homogènes sur la hauteur de la structure. On retrouve ce phénomène pour l'accélérogramme A03. En effet, le comportement des structures conçues avec la méthode statique équivalente se comporte moins bien que les structures du même type conçues par la méthode spectrale, sauf pour les structures I4-50-200s et I4-50-200D, bien que celles ci ne comportent pas de manière régulière non plus. On remarque aussi que les déplacements inter étages de R8-S dépassent la limite préconisée par le CNBC2004 au 5^{ième} et 8^{ième} niveau.

On remarque sur la Figure 3. 54, que le fait d'avoir renforcer la diagonale du 4^{ième} niveau de la structure régulière R4D, rend le 3^{ième} niveau plus vulnérable. On retrouve le même phénomène avec les structures irrégulières I4-50-200(S et D), où l'on a augmenté les diagonales du 4^{ième} étage pour la structure I4-50-200D, ce qui a résulté en une

sollicitation plus grande au 3^{ème} étage lors des analyses temporelles (voir la Figure 3. 55). La Figure 3. 56 et la Figure 3. 57 montrent que ce phénomène ne se retrouve pas pour les structures de 8 étages, où le 7^{ème} étage n'est pas forcément le plus sollicité suivant les accélérogrammes alors que l'on a renforcé le 8^{ème} étage.

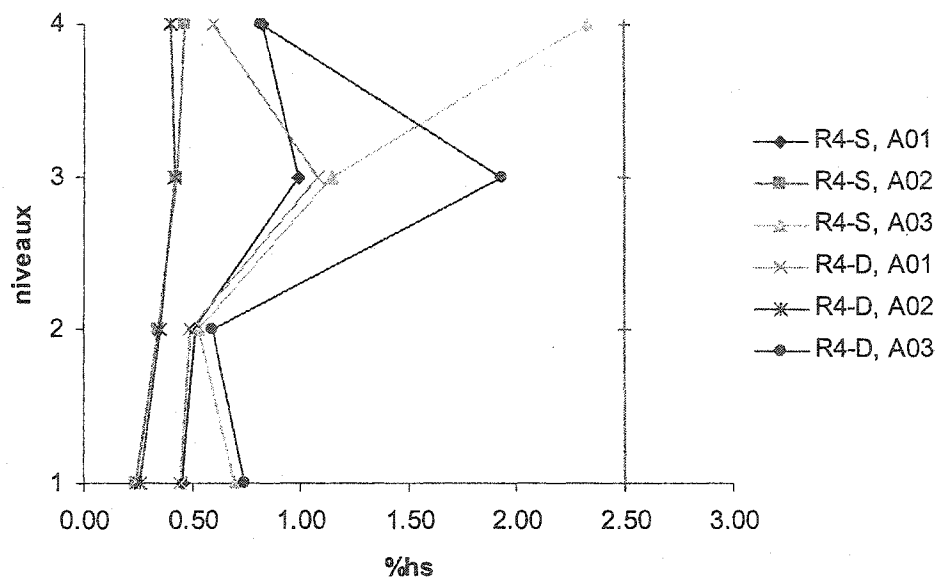


Figure 3. 54 : R4-S et R4-D, Δ/h_s (%), accélérogrammes A01, A02 et A03

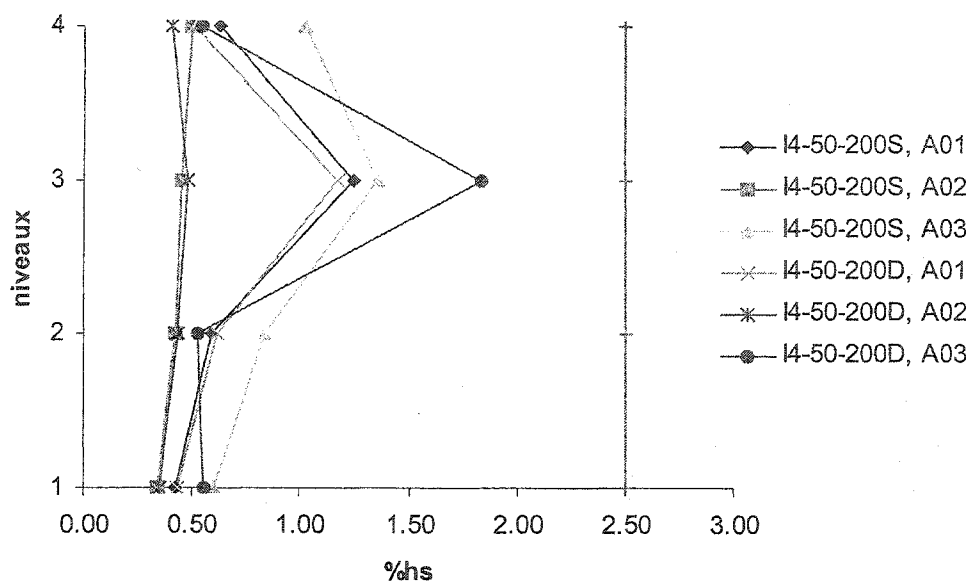


Figure 3. 55 : I4-50-200S et I4-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérographes A01, A02 et A03

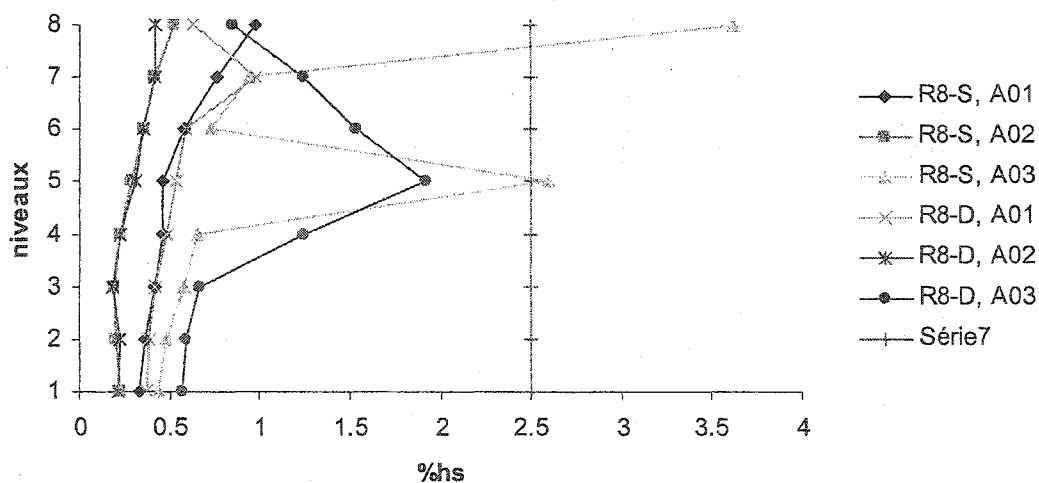


Figure 3. 56 : R8-S et R8-D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérographes A01, A02 et A03

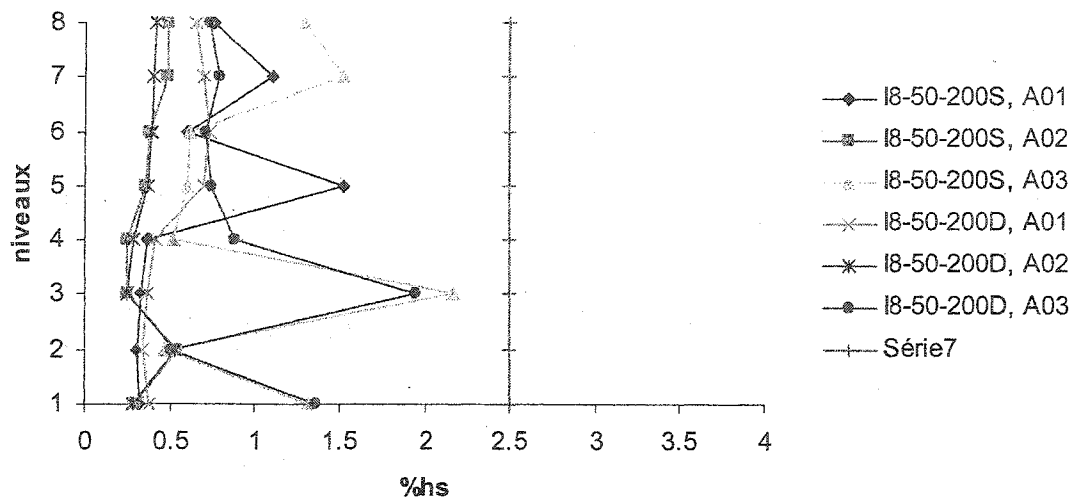


Figure 3. 57 : I8-50-200S et I8-50-200D, $\Delta/h_s(\%)$, accélérogrammes A01, A02 et A03

3.7 CONCLUSION

On peut faire ressortir des analyses temporelles linéaires et non linéaires plusieurs points:

- L'accélérogramme A02 (accélérogramme de l'Est, Haute Fréquence) ne nuit pas beaucoup aux huit structures étudiées.

- Les analyses linéaires et non linéaires donnent généralement des déplacements inter étages maximum, que l'on observe au dernier niveau, plus importants pour les structures conçues avec la méthode statique équivalente en comparaison des structures de mêmes types conçues avec la méthode spectrale. La différence peut être attribuée au fait que les diagonales au dernier niveau ont été renforcées dans les structures conçues avec la méthode spectrale.

- R8-S se comporte moins bien que R8-D sous l'accélérogramme A03.
- I8-50-200S se comporte moins bien que I8-50-200D sous A01 et A03.

- Le comportement des déplacements inter étages n'est pas relié aux valeurs des C_F/C_T des diagonales à chaque fois.
- Lorsque l'on modifie une diagonale à un niveau, cela peut modifier le comportement de la structure à un autre niveau.

Le chapitre 3 montre donc que le comportement des structure est comparable et parfois meilleur si l'on utilise une analyse spectrale, que ce soit pour les structures régulières ou irrégulières. La structure pour laquelle l'amélioration est la plus marquée est la structure régulière de 8 étages, il est difficile de conclure qu'une analyse spectrale est plus appropriée qu'une analyse statique pour les structures irrégulières. De plus, il ne semble pas que le comportement des structures irrégulières conçues par la méthode équivalente soit moins bon que le comportement des structures régulières conçues de la même manière, cela dépendant des accélérogrammes. Enfin, les déplacements inter étages ne dépassent pas la limite prescrite par le CNBC2004 pour les structures irrégulières conçues par la méthode statique équivalente, quelque soit l'accélérogramme.

Afin de mieux comprendre le comportement des structures régulières et irrégulières selon la méthode de conception utilisée, on étudiera dans le quatrième chapitre des bâtiments de 12 étages et des bâtiments de 4, 8 et 12 étages ayant un autre type d'irrégularité de masse. De plus, pour évaluer le comportement des bâtiments, on utilise l'amplitude et la variation sur la hauteur de la structure des déplacements inter-étages.

CHAPITRE 4: ÉTUDE EXPLORATOIRE (2^{IÈME} PARTIE)

4.1 OBJECTIFS

Dans ce chapitre, on cherche à savoir si on retrouve le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis observés dans le chapitre 3 pour un bâtiment de même irrégularité de masse mais de plus grande hauteur, de même que pour des bâtiments ayant une irrégularité de masse différente. Pour cela, on adopte la même démarche que précédemment, c'est à dire de comparer le comportement des structures irrégulières à celui des structures régulières de référence et de comparer le comportement des structures conçues avec les deux méthodes d'analyse.

4.2 MÉTHODOLOGIE

Pour remplir les objectifs du chapitre 4 on fait l'étude de cinq types bâtiments, trois de 12 étages, un de 8 étages et un de 4 étages. On utilise une structure de 12 étages régulière, une structure de 12 étages avec une irrégularité de masse de 200% sur la moitié de la hauteur du bâtiment et trois structures de 4, 8 et 12 étages avec une irrégularité de masse de 200% à un seul étage situé aux $\frac{3}{4}$ de la hauteur. Le dernier type d'irrégularité représente, par exemple, un étage de mécanique, habituellement plus lourd. Pour pouvoir comparer avec les résultats obtenus dans le chapitre 3, les cinq bâtiments sont de ductilité modérée et se situent à Vancouver. De plus, la conception de ces cinq bâtiments est effectuée de la même manière que dans le chapitre 3, soit avec la méthode statique équivalente et avec la méthode spectrale. Enfin, les bâtiments sont soumis aux analyses temporelles linéaires et non linéaires à l'aide des trois enregistrements utilisés dans le chapitre 3 (A01, A02 et A03). On utilise les déplacements inter-étages de pointe comme paramètre pour évaluer le comportement des différentes structures.

4.3 PRÉSENTATION DES BÂTIMENTS ÉTUDIÉS

Le Tableau 4. 1 décrit les différents bâtiments étudiés dans ce chapitre. Comme dans le chapitre 3, les bâtiments ont une charpente métallique avec des contreventements en « X ». La nomenclature utilisée est du même type que dans le chapitre 3 pour les structures régulières et celles avec une irrégularité de masse de 200% sur la moitié de la hauteur du bâtiment et de type I4T2-75-200S, où I4T2 indique une structure de 4 étages avec une irrégularité de masse sur un seul étage, 75 indique que l'augmentation de masse est située au 3/4 de la hauteur du bâtiment et 200 pour signifier que la masse est augmentée de 100% par rapport à celle du niveau inférieur. Chaque structure est conçue avec la méthode statique équivalente (S) et avec la méthode spectrale (D), ce qui signifie que l'on étudie 10 conceptions différentes.

Tableau 4. 1: Nomenclature des bâtiments étudiés

Hauteur du bâtiment		
4	8	12
		R12-S R12-D
		I12-50-200S I12-50-200D
I4T2-75-200S I4T2-75-200D	I8T2-75-200S I8T2-75-200D	I12T2-75-200S I12T2-75-200D

Les dimensions des bâtiments de 12 étages ont été modifiées afin d'obtenir un élancement ($h_n/D_s < 5$). La Figure 4. 1 est une vue en plan des bâtiments de 12 étages. Les poteaux de gravité ont eux aussi été modifiés. La conception des poteaux de gravité des structures de 12 étages a été effectuée suivant le critère de compression pure, sauf pour les poteaux appartenant aux contreventements reprenant les forces latérales Est/Ouest qui ont été conçus selon la méthode équivalente statique. La synthèse de la conception des poteaux de gravité est présentée en *Annexe 4-1*. Pour les structures de 4 et 8 étages, on reprend les poteaux de gravité utilisés dans le chapitre 3. Lors de la conception des

contreventements des 10 structures, on omet les effets du vent et la torsion accidentelle. La conception est faite pour la moitié des bâtiments dans la direction Nord-Sud en utilisant un modèle en deux dimension incluant le contreventement utile à la résistance latérale dans la direction Nord-Sud et les poteaux de gravités, comme le montrent la Figure 4. 2 pour les structures de 12 étages. Les colonnes sont continues sur deux étages. Les profilés utilisés pour les diagonales sont toujours des HSS. Pour les poutres, on utilise des profilés W et pour les poteaux des profilés W ou WWF. Le Tableau 4. 2 présente la distribution du poids sismique à chaque niveau des 10 structures étudiées.

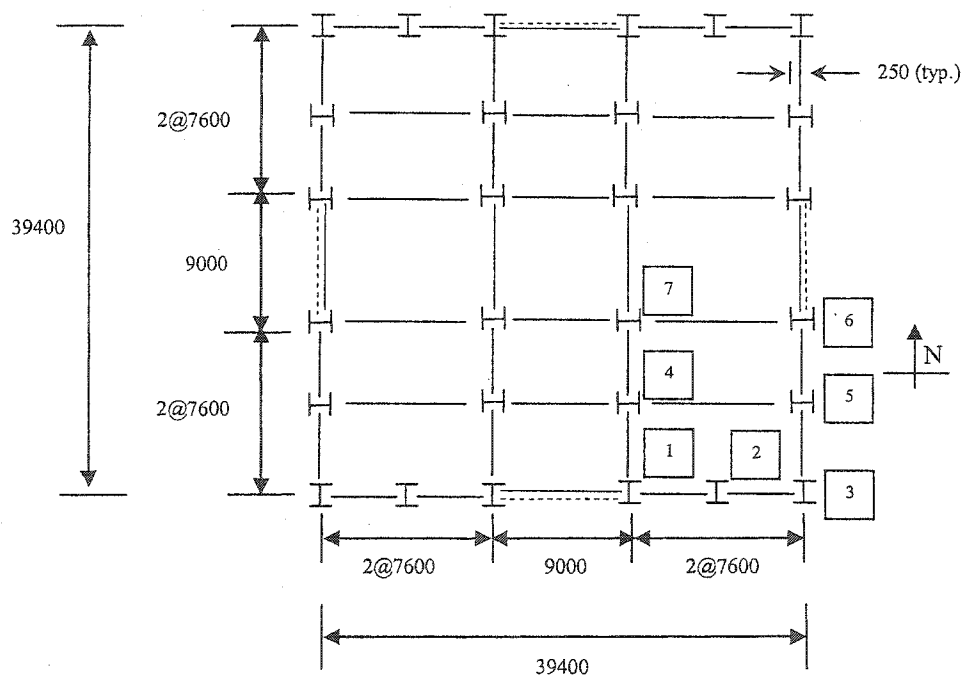


Figure 4. 1: Vue en plan des structures de 12 étages

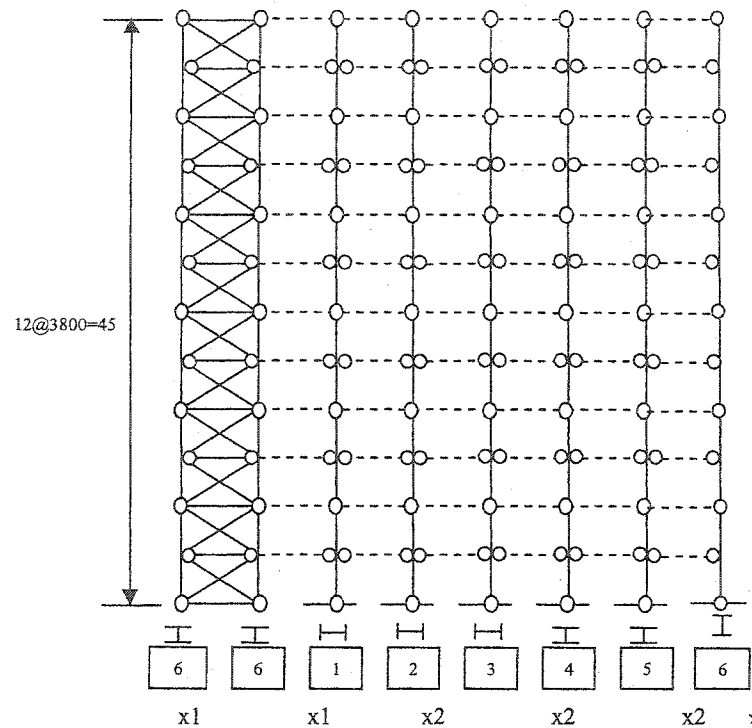


Figure 4. 2 :Vue des poteaux de gravité des bâtiments de 12 étages

Tableau 4. 2 : Poids sismiques (kN)

	Bâtiments				
	I4T2-75-200S	I8T2-75-200S	R12-S	I12-50-200S	I12T2-75-200S
Étages	I4T2-75-200D	I8T2-75-200D	R12-D	I12-50-200D	I12T2-75-200D
12			3946	1973	3946
11			3946	1973	3946
10			3946	1973	3946
9			3946	1973	7892
8		3686	3946	1973	3946
7		3686	3946	1973	3946
6		7372	3946	3946	3946
5		3686	3946	3946	3946
4	3686	3686	3946	3946	3946
3	7372	3686	3946	3946	3946
2	3686	3686	3946	3946	3946
1	3686	3686	3946	3946	3946

4.4 CONCEPTION AVEC LA MÉTHODE STATIQUE

La conception par la méthode statique est effectuée de la même manière que dans le chapitre 3 pour les bâtiments R12-S, I12-50-200S, I4T2-75-200S, I8-75-200S et I12-75-200S.

4.4.1 Spectre de conception

La période naturelle des bâtiments est déterminée en utilisant la formule du CNBC 2004 pour une ossature contreventée. Comme dans le chapitre 3, on n'utilise pas $1.5T_a$ comme l'autorise le CNB 2004. La période des structures est présentée au Tableau 4. 3. Les valeurs du spectre de conception pour la ville de Vancouver restent les mêmes que dans le chapitre 3 car on utilise toujours des coefficients de fondation, F_a et F_v , égaux à 1.0 (voir le tableau 3.6 pour les valeurs spectrales et la figure 3.6 pour le spectre de conception).

Tableau 4. 3 : Période T_a des bâtiments étudiés

	Bâtiments				
	I4T2-75-200S	I8T2-75-200S	R12-S	I12-50-200S	I12T2-75-200S
	I4T2-75-200D	I8T2-75-200D	R12-D	I12-50-200D	I12T2-75-200D
Périodes (sec)	0.38	0.65	0.88	0.88	0.88

4.4.2 Forces sismiques latérales

La force de cisaillement, V , à la base de chaque bâtiment est déterminée au Tableau 4. 4. Les forces latérales réparties sur chaque niveau de la structure, F_x , sont définies dans le Tableau 4. 5. Les valeurs de ces forces sont données pour la moitié des bâtiments, c'est à dire par contreventement. On peut remarquer que contrairement aux bâtiments de 4 et 8 étages, la valeur de F_t n'est pas nulle pour les structures de 12 étages. En effet, la période

des bâtiment ($T_a=0.88$ s) est supérieure à 0.7 s, donc F_t est égale à 0.0616V, soit 544 kN pour le bâtiment R12-S, à 408 kN pour le bâtiment I12-50-200S et à 589 kN pour le bâtiment I12T2-75-200S. Dans le Tableau 4. 5, la force F_t a été ajoutée à F_{12} au 12^{ème} étage.

Tableau 4. 4 : Valeurs de V (kN) par contreventement

Bâtiments	$S(T_a)$ (m/s ²)	W (kN)	$S(T_a)M_vIW/(R_dR_o)$ (kN)	$S(2.0)M_vIW/(R_dR_o)$ (kN)	$2/3S(0.2)IW/(R_dR_o)$ (kN)	V (kN)
I4T2-75-200S	0.796	18431	3263	737	2731	2731
I8T2-75-200S	0.572	33176	4223	1327	4915	4223
R12-S	0.421	47351	4429	1894	7015	4429
I12-50-200S	0.421	35513	3322	1421	5261	3322
I12T2-75-200S	0.421	51297	4798	2052	7600	4798

Tableau 4. 5: Valeurs F_x (kN) par contreventement

Niveaux	Bâtiments				
	I4T2-75-200S	I8T2-75-200S	R12-S	I12-50-200S	I12T2-75-200S
12			912	582	916
11			586	346	569
10			533	315	518
9			480	283	932
8		804	426	252	414
7		704	373	220	362
6		1206	320	378	311
5		503	266	315	259
4	840	402	213	252	207
3	1260	302	160	189	155
2	420	201	107	126	104
1	210	101	53	63	52

La Figure 4. 3 montrent que les forces latérales augmentent de manière proportionnelle à la hauteur pour le bâtiment R12-S sauf pour le 12^{ème} étage. En effet, la force latérale appliquée au 12^{ème} étage augmente à cause de la force F_t décrite précédemment. Pour la structure I12-50-200S, il y a deux discontinuités. La première apparaît au passage du 6^{ème} niveau et provient de la diminution du poids sismique sur la moitié supérieure du

bâtiment. La seconde discontinuité apparaît au 12^{ème} niveau due à la force F_t . Enfin, pour la structure I12T2-75-200S, il y a deux discontinuités. Les premières proviennent de l'augmentation de masse au 3/4 de la hauteur de la structure et la troisième discontinuité provient de la force F_t . Pour I4T2-75-200S et I8T2-75-200S, on remarque la discontinuité due à l'augmentation de masse au niveau situé au 3/4 de la hauteur de la structure.

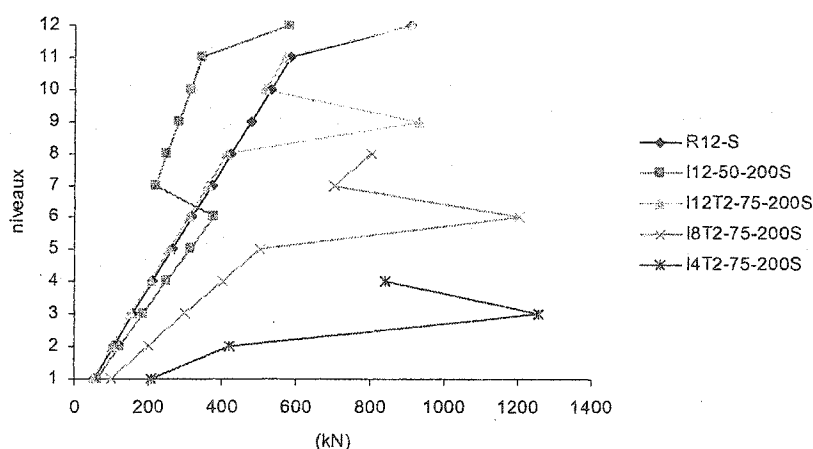


Figure 4. 3: Forces latérales appliquées aux étages des bâtiments de 12 étages

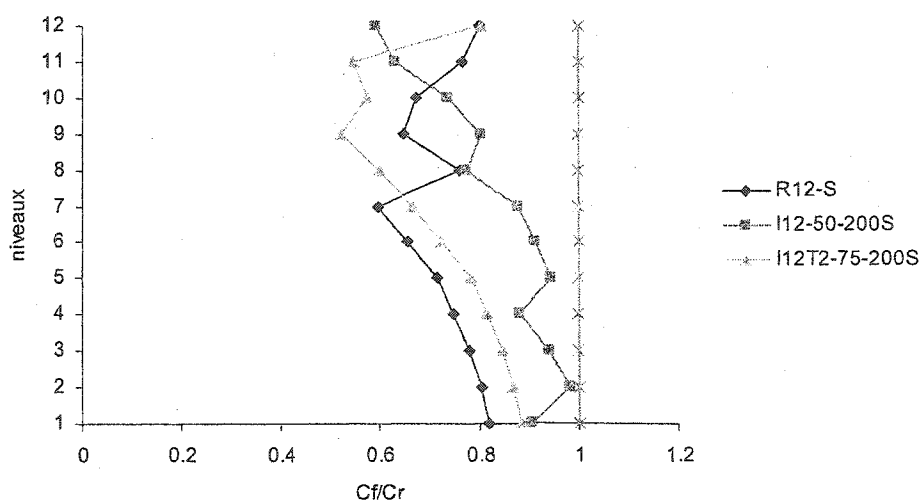
4.4.3 Sélection des membrures des contreventements

Les diagonales, les poteaux et les poutres sont conçus de la même manière que dans le chapitre 3. La conception présentée ici est donc la conception finale des contreventement des structures étudiées. Les valeurs des efforts tranchants V_x (prenant en compte l'effet $P\Delta$) qui ont été utilisées pour la conception des diagonales sont présentées dans le Tableau 4. 6. Pour les bâtiments de 12 étages, les diagonales sont dimensionnées à l'aide des forces de compression C_f avec $\theta=22.9$ degrés et avec $KL = 4396.2$ mm. Pour les structures de 4 et 8 étages, l'angle et la longueur des diagonales sont comme dans le chapitre. Les profils choisis pour les diagonales sont donnés du Tableau 4. 7 au Tableau 4. 11.

Tableau 4. 6 : Valeurs de V_x (kN)

Niveaux	I4T2-75-200S	I8T2-75-200S	R12-S	I12-50-200S	I12T2-75-200S
12			922	592	926
11			1534	965	1521
10			2093	1305	2065
9			2598	1614	3022
8		814	3050	1892	3462
7		1542	3448	2137	3849
6		2772	3794	2541	4186
5		3319	4133	2929	4517
4	850	3725	4324	3159	4702
3	2134	4050	4509	3373	4883
2	2578	4275	4642	3525	5012
1	2812	4407	4735	3628	5104

Le Figure 4. 4 présente les rapports C_f/C_r des diagonales aux différents niveaux des structures de 12 étages et la Figure 4. 5 présente ce même rapport pour les structures de 4 et 8 étages.

Figure 4. 4: C_f/C_r dans les diagonales des structures de 12 étages

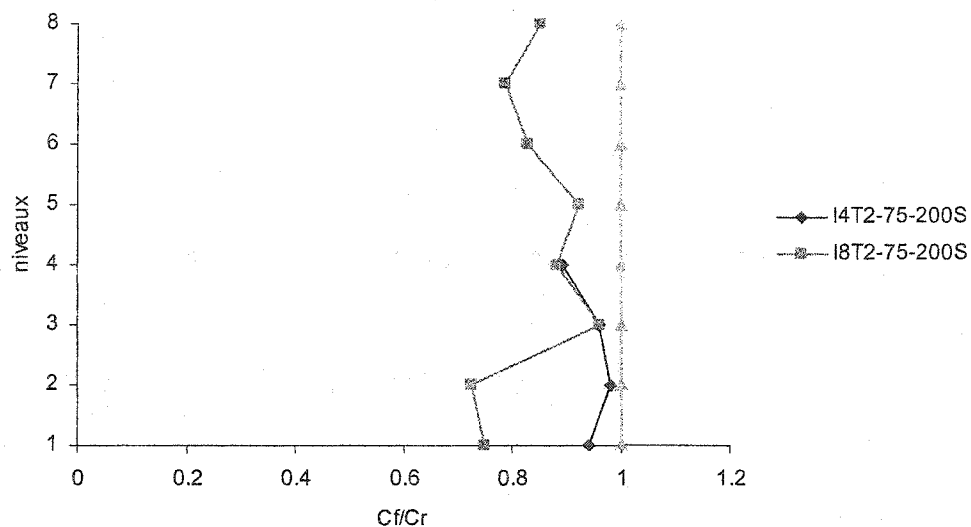


Figure 4. 5 : C_f/C_r pour I4T2-75-200S et I8T2-75-200S

Les poteaux et les poutres sont conçus et vérifiés comme des poteaux-poutres suivant la méthode décrite au chapitre 3. Les charges de gravité dans les poteaux pour les bâtiments R12-S, I12-50-200S, I4T2-75-200S, I8-75-200S et I12-75-200S, les efforts C_f de conception dans les poteaux sont déterminées comme dans le chapitre 3. De même, la vérification des poutres et des poteaux choisis pour chaque bâtiment est effectuée comme dans le chapitre 3.

4.4.4 Analyse statique

L'analyse statique des structures permet de vérifier si les déplacements inter étages des structures ne dépassent pas $0.025h_s$, avec h_s égale à 3800 mm. Les poteaux des contreventements sont continus sur deux étages. L'assemblage entre poteau est un assemblage rotulé. Les membrures des contreventements sont articulées comme montré sur la Figure 4. 2. Comme le montre la Figure 4. 2, les poteaux de gravités sont modélisés en un seul poteau en additionnant toutes leurs caractéristiques (ΣI , ΣA). Ces caractéristiques sont présentées dans la partie 3.3 pour les structures de 4 et 8 étages et en *Annexe 4-1* pour les structures de 12 étages. Pour l'analyse, on applique les forces latérales F_x , obtenues par la distribution de la force sismique latérale, à chaque niveau du contreventement en les répartissant sur les deux nœuds. La Figure 4. 6 à la Figure 4. 8 présentent les déplacements inter étages des structures étudiées dans ce chapitre et les déplacements inter étages des structures conçues avec la méthode statique équivalente dans le chapitre 3 après analyses statiques. On remarque que plus les structures sont hautes, plus les déplacements inter étages sont proches de la limite préconisée par le code (CNBC 2004). Pour les structures de 12 étages, on a dû modifier certaines membrures pour respecter les critères de flèche. Les diagonales ont été grossies aux étages supérieures. La Figure 4. 8 représente les déplacements inter-étages des structures de 12 étages modifiées. Les conceptions finales effectuées à l'aide de la méthode statique sont résumées du Tableau 4. 7 au Tableau 4. 11. Les membrures qui ont été renforcées pour limiter les flèches sont représentées par des cases grises dans les tableaux.

Tableau 4. 7: Sections des contreventements pour le bâtiment I4T2-50-200S

	Étages	Diagonales	Aires	longueur	Ix	Iy
			(mm ²)	(m)	(mm ²)	(mm ²)
	3à4	127x127x6.4	2960	8.5	7.05E+06	7.05E+06
Diagonales	2à3	152X152X11	5970	8.5	1.93E+07	1.93E+07
	1à2	178x178x9.5	6180	8.5	2.86E+07	2.86E+07
	0à1	178x178x11	7100	8.5	3.21E+07	3.21E+07
	4	W410X39	4990	7.6	1.26E+08	4.04E+06
Poutres	3	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
	2	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
	1	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
Poteaux	2à4	W250X101	12900	3.8	1.64E+08	5.55E+07
	0à2	WWF350x238	12900	3.8	1.64E+08	5.55E+07

Tableau 4. 8 : Sections des contreventements pour le bâtiment I8T2-50-200S

	Étages	Sections	Aires (mm2)	I (m)	Ix (mm2)	Iy (mm2)		Étages	Diagonales	Aires (mm2)	I (m)	Ix (mm2)	Iy (mm2)
	7à8	127x127x6.4	2960	8.5	7.05E+06	7.05E+06		8	W360X45	5730	7.6	1.22E+08	8.18E+06
	6à7	152x152x9.5	5210	8.5	1.73E+07	1.73E+07		7	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
	5à6	178x178x13	7970	8.5	3.52E+07	3.52E+07		6	W460X97	12300	7.6	4.45E+08	2.28E+07
Diagonales	4à5	203x203x11	8230	8.5	4.96E+07	4.96E+07		5	W460X106	13500	7.6	4.88E+08	2.51E+07
	3à4	203x203x13	9260	8.5	5.47E+07	5.47E+07		4	W460X106	13500	7.6	4.88E+08	2.51E+07
	2à3	203x203x13	9260	8.5	5.47E+07	5.47E+07		3	W460X106	13500	7.6	4.88E+08	2.51E+07
	1à2	254x254x13	11800	8.5	1.13E+08	1.13E+08		2	W460X113	14400	7.6	5.56E+08	6.33E+07
	0à1	254x254x13	11800	8.5	1.13E+08	1.13E+08		1	W460X113	14400	7.6	5.56E+08	6.33E+07
	6à8	W250X101	12900	3.8	1.64E+08	5.55E+07							
	4à6	WWF350X263	33600	3.8	7.12E+08	2.86E+08							
Poteaux	2à4	WWF500X456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09							
	0à2	WWF600X680	86600	3.8	5.56E+09	2.16E+09							

Tableau 4. 9: Sections des contreventements pour le bâtiment R12-S

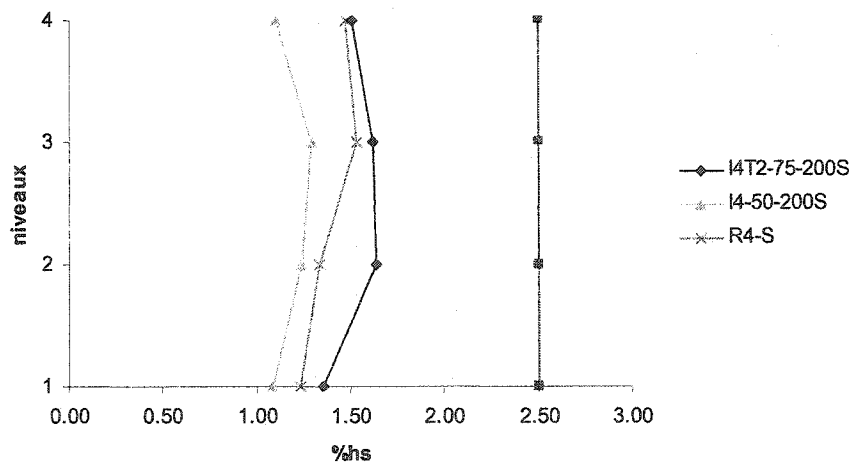
	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	11à12	127x127x5.5	4240	9.77	9.48E+06	9.48E+06	Poutres	12	W460x52	6630	9.00	2.12E+08	6.34E+06
	10à11	152x152x5.5	5970	9.77	1.93E+07	1.93E+07		11	W610x91	11600	9.00	6.67E+08	2.48E+07
	9à10	178x178x9.5	7970	9.77	3.52E+07	3.52E+07		10	W610x101	13000	9.00	7.64E+08	2.95E+07
	8à9	203x203x13	9260	9.77	5.47E+07	5.47E+07		9	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	7à8	203x203x13	9260	9.77	5.47E+07	5.47E+07		8	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	6à7	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		7	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	5à6	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		6	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	4à5	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		5	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	3à4	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		4	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	2à3	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		3	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	1à2	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		2	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
Poteaux	0à1	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		1	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	11à12	W250x132	12900	3.80	1.64E+08	5.55E+07							
	10à11	WWF350x238	30300	3.80	6.50E+08	2.50E+08							
	9à10	WWF450x408	52200	3.80	1.89E+09	7.60E+08							
	8à9	WWF550x620	79100	3.80	4.19E+09	1.66E+09							
	7à8	section B	126700	3.80		3.22E+09							
	6à7	section A	146250	3.80		4.31E+09							

Tableau 4. 10: Sections des contreventements pour le bâtiment I12-50-200S

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	11à12	127x127x8	3620	9.77	8.36E+06	8.36E+06	Poutres	12	W460x52	6630	9.00	2.12E+08	6.34E+06
	10à11	152x152x8	4430	9.77	1.51E+07	1.51E+07		11	W610x91	11600	9.00	6.67E+08	2.48E+07
	9à10	182x182x9.5	5210	9.77	1.73E+07	1.73E+07		10	W610x101	13000	9.00	7.64E+08	2.95E+07
	8à9	182x182x11	5970	9.77	1.93E+07	1.93E+07		9	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	7à8	178x178x9.5	6180	9.77	2.86E+07	2.86E+07		8	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	6à7	178x178x9.5	6180	9.77	2.86E+07	2.86E+07		7	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	5à6	178x178x11	7100	9.77	3.21E+07	3.21E+07		6	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	4à5	178x178x13	7970	9.77	3.52E+07	3.52E+07		5	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	3à4	203x203x11	8230	9.77	4.96E+07	4.96E+07		4	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	2à3	203x203x11	8230	9.77	4.96E+07	4.96E+07		3	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	1à2	203x203x11	8230	9.77	4.96E+07	4.96E+07		2	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
Poteaux	0à1	203x203x13	9260	9.77	5.47E+07	5.47E+07		1	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	11à12	W250x132	11400	3.80	1.43E+08	4.84E+07							
	10à11	WWF350x192	24400	3.80	5.46E+08	2.00E+08							
	9à10	WWF450x308	39300	3.80	1.46E+09	5.32E+08							
	8à9	WWF500x436	58200	3.80	2.66E+09	1.04E+09							
	7à8	WWF650x596	76200	3.80	6.15E+09	2.29E+09							
	6à7	WWF650x739	94100	3.80	7.20E+09	2.75E+09							

Tableau 4. 11 : Sections des contreventements pour le bâtiment I12T2-75-200S

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	longueur (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	11à12	127x127x5	4240	9.77	9.48E+06	9.48E+06	Poutres	12	W610x91	11600	9.00	6.67E+08	2.48E+07
	10à11	178x178x11	7100	9.77	3.21E+07	3.21E+07		11	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	9à10	203x203x11	8230	9.77	4.96E+07	4.96E+07		10	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	8à9	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		9	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	7à8	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		8	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	6à7	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		7	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	5à6	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		6	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	4à5	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		5	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	3à4	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		4	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	2à3	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		3	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	1à2	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		2	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
Poteaux	0à1	254x254x13	11800	9.77	1.13E+08	1.13E+08		1	W610x153	19600	9.00	1.25E+09	5.00E+07
	11à12	W110x113	15000	3.80	2.75E+08	9.02E+07							
	10à11	W41400x274	34800	3.80	1.00E+09	3.74E+08							
	9à10	W41450x303	64100	3.80	2.16E+09	9.12E+08							
	8à9	W41850x338	94100	3.80	7.20E+09	2.75E+09							
	7à8	section B	138550	3.80		3.08E+09							
	6à7	section A	167200	3.80		5.65E+09							

**Figure 4. 6 : Δ/hs (%) pour R4-S et I4-50-200S et I4T2-75-200S**

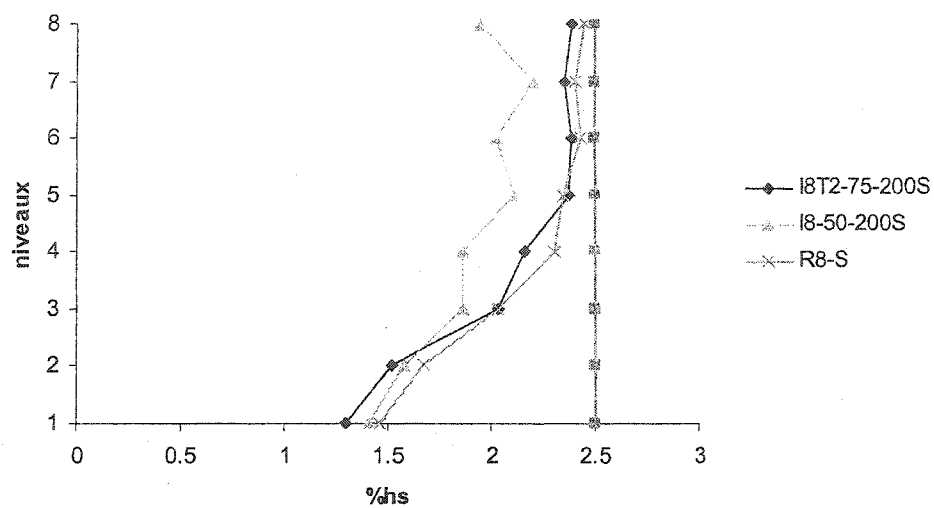


Figure 4. 7: Δ/hs (%) pour R8-S et I8-50-200S et I8T2-75-200S

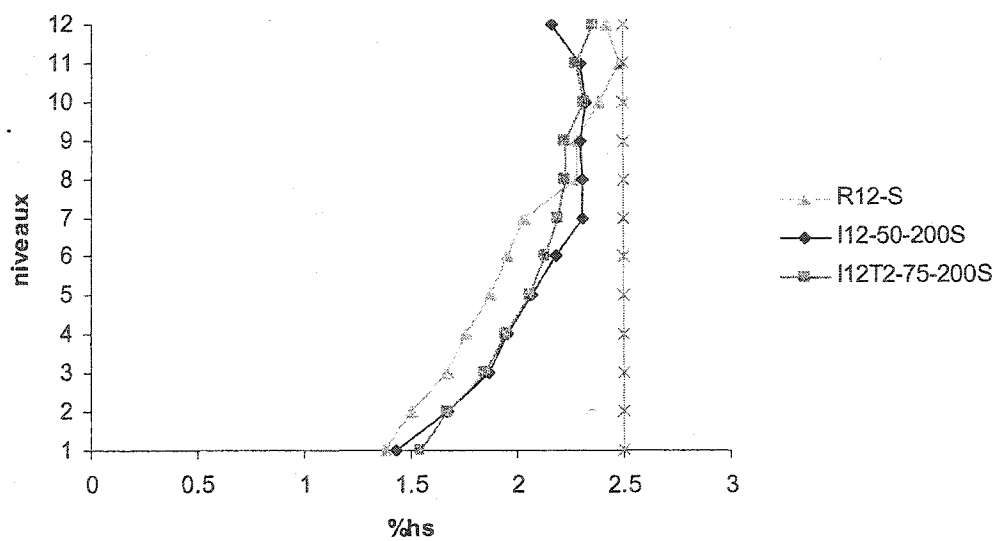


Figure 4. 8 : Δ/hs (%) pour R12-S et I12-50-200S et I12T2-75-200S

4.5 CONCEPTION AVEC LA MÉTHODE SPECTRALE

On effectue la conception des bâtiments I4T2-75-200D, I8T2-75-200D, R12-D, I12-50-200D et I12T2-75-200D par la méthode spectrale de la même manière qu'au chapitre 3. L'analyse spectrale est effectuée avec un amortissement de 5% et la méthode de CQC pour la combinaison des contributions modales est retenue. Les valeurs de l'accélération spectrale utilisée dans la méthode modale correspondent au spectre de conception pour la ville de Vancouver (voir valeurs de S dans le chapitre 3). On concentre les poids sismiques dans la direction Nord/Sud du bâtiment à chaque nœud des contreventements (voir Tableau 4. 2). Les sections des membrures choisies sont présentées dans le Tableau 4. 12 au Tableau 4. 16. Les graphiques de la Figure 4. 9 à la Figure 4. 11 présentent, pour un même type de structure et à chaque niveau, le rapport entre C_u des diagonales des bâtiments conçues avec la méthode dynamique et C_u des diagonales des bâtiments conçues avec la méthode statique équivalente. On remarque que, lors de la conception avec la méthode spectrale, les diagonales ont été augmentées aux niveaux supérieurs (sauf pour I12-50-200) par rapport aux structures de même type conçues avec la méthode statique équivalente. Sinon, elles ont été réduites ou sont restées les mêmes. Pour le bâtiment I12-50-200, il semble que la méthode statique, avec la force F_t , soit trop conservatrice puisque les diagonales ont été réduites à tous les niveaux sauf au niveau 1. Pour les bâtiments R12 et I12T2-75-200, les diagonales aux étages intermédiaires (4 à 10) est très importante (25 à 45 %), ce qui représente un fort incitatif économique à utiliser la méthode spectrale.

Les déplacements inter étages obtenus de l'analyse spectrale sont multipliés par les coefficients V_d/V_e indiqués dans le Tableau 4. 17, puis par $R_d R_o / I$ pour prendre en compte la ductilité de la structure. On remarque que les structures répondent aux limites des flèches sans modifier les sections.

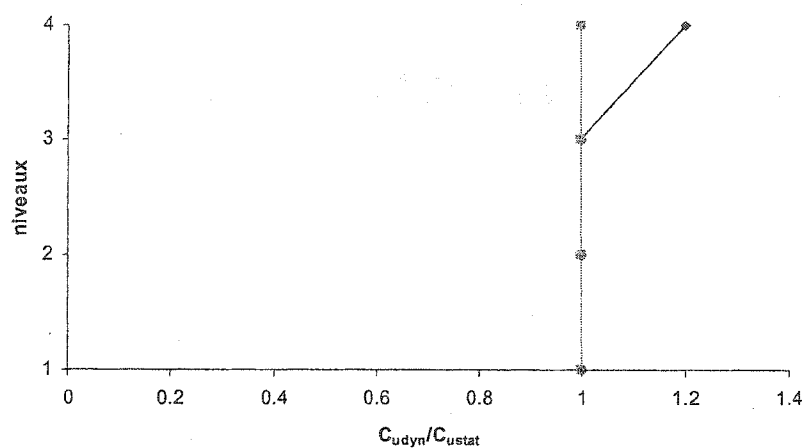


Figure 4. 9: C_{udyn}/C_{ustat} pour les structures de type I4T2-50-200

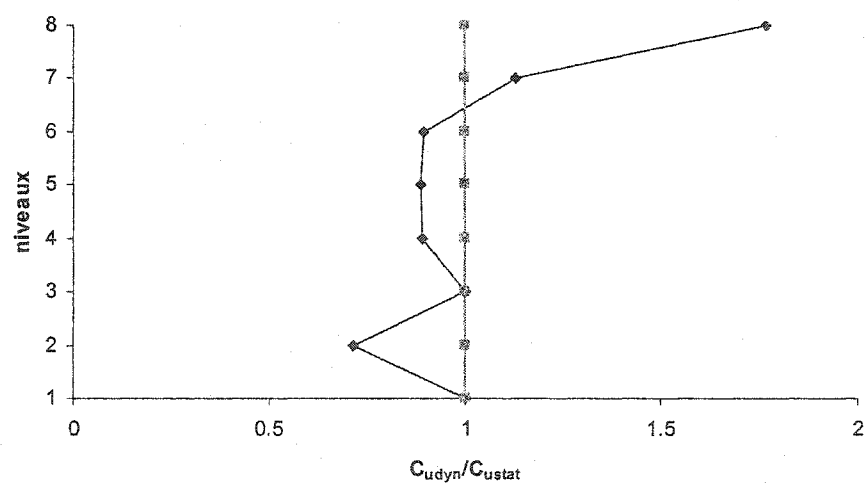


Figure 4. 10: C_{udyn}/C_{ustat} pour les structures de type I8T2-50-200

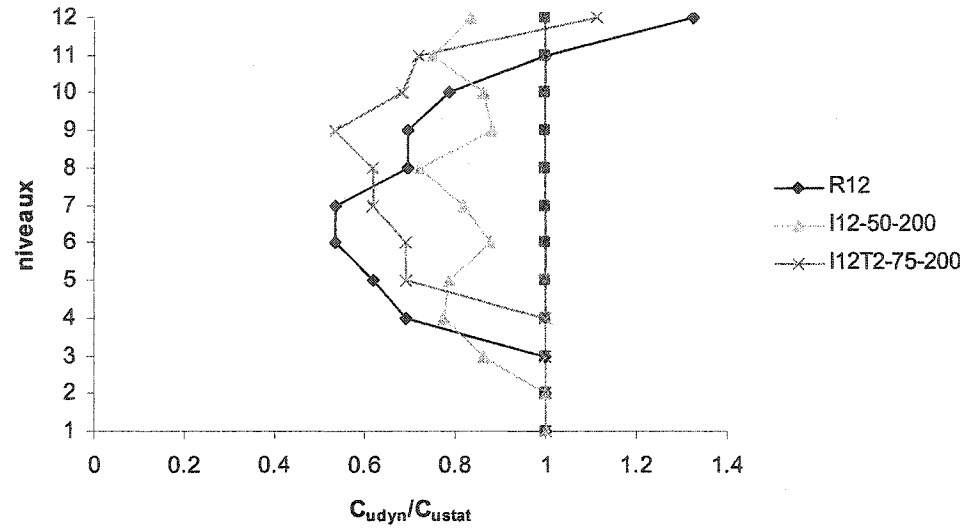


Figure 4. 11: C_{udyn}/C_{ustat} pour les structures de type R12, I12-50-200 et I12T2-75-200

Tableau 4. 12: Sections choisies pour la structure I4T2-75-200D

	Étages							Étages					
	Diagoanles	Aires	ngel	lx	ly			Diagoanles	Aires	ngel	lx	ly	
Diagonales	3à4	127x127x8	3620	8.5	8.36E+06	8.36E+06	Poutres	4	W410X39	4990	7.6	1.26E+08	4.04E+06
	2à3	152X152X11	5970	8.5	1.93E+07	1.93E+07		3	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
	1à2	178x178x9.5	6180	8.5	2.86E+07	2.86E+07		2	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
	0à1	178x178x11	7100	8.5	3.21E+07	3.21E+07		1	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
Poteaux	3à4	W250X101	12900	3.8	1.64E+08	5.55E+07							
	2à3	W250X101	12900	3.8	1.64E+08	5.55E+07							
	1à2	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08							
	0à1	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08							

Tableau 4. 13: Sections choisies pour la structure I8T2-75-200D

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	7a8	152x152x8	4430	8.5	1.51E+07	1.51E+07	Poutres	8	W360X45	5730	7.6	1.22E+08	8.18E+06
	6a7	152x152x11	5970	8.5	1.93E+07	1.93E+07		7	W460X82	10400	7.6	3.70E+08	1.86E+07
	5a6	178x178x11	7100	8.5	3.21E+07	3.21E+07		6	W460X97	12300	7.6	4.45E+08	2.28E+07
	4a5	178x178x13	7970	8.5	3.52E+07	3.52E+07		5	W460X97	12300	7.6	4.45E+08	2.28E+07
	3a4	203x203x11	8230	8.5	4.96E+07	4.96E+07		4	W460X106	13500	7.6	4.88E+08	2.51E+07
	2a3	203x203x13	9260	8.5	5.47E+07	5.47E+07		3	W460X106	13500	7.6	4.88E+08	2.51E+07
	1a2	203x203x13	9260	8.5	5.47E+07	5.47E+07		2	W460X113	14400	7.6	5.56E+08	6.33E+07
	0a1	254x254x13	11800	8.5	1.13E+08	1.13E+08		1	W460X113	14400	7.6	5.56E+08	6.33E+07
Poteaux	6a8	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08							
	4a6	WWF400X273	34800	3.8	1.00E+09	3.74E+08							
	2a4	WWF500X456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09							
	0a2	WWF600X680	86600	3.8	5.56E+09	2.16E+09							

Tableau 4. 14: Sections choisies pour la structure R12-D

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	11a12	152x152x8	4430	9.8	1.51E+07	1.51E+07	Poutres	12	W460x52	6630	9.0	2.12E+08	6.34E+06
	10a11	152x152x11	5970	9.8	1.93E+07	1.93E+07		11	W610x91	11600	9.0	6.67E+08	2.48E+07
	9a10	178x178x9.5	6180	9.8	2.86E+07	2.86E+07		10	W610x101	13000	9.0	7.64E+08	2.95E+07
	8a9	178x178x11	7100	9.8	3.21E+07	3.21E+07		9	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	7a8	178x178x11	7100	9.8	3.21E+07	3.21E+07		8	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	6a7	178x178x13	7970	9.8	3.52E+07	3.52E+07		7	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	5a6	178x178x13	7970	9.8	3.52E+07	3.52E+07		6	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	4a5	203x203x11	8230	9.8	4.96E+07	4.96E+07		5	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	3a4	203x203x13	9260	9.8	5.47E+07	5.47E+07		4	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	2a3	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		3	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	1a2	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		2	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	0a1	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		1	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
Poteaux	10a12	W310x107	13600	3.8	2.48E+08	8.12E+07							
	8a10	W310x226	28900	3.8	5.96E+08	1.89E+08							
	6a8	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08							
	4a6	WWF600x460	58600	3.8	4.02E+09	1.44E+09							
	2a4	WWF600x680	86600	3.8	5.56E+09	2.16E+09							
	0a2	section A	126700	3.8	0.00E+00	3.22E+09							

Tableau 4. 15: Sections choisies pour la structure I12-50-200D

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	11à12	127x127x6.4	2960	9.8	7.05E+06	7.05E+06	Poutres	12	W460x52	6630	9.0	2.12E+08	6.34E+06
	10à11	127x127x9.5	4240	9.8	9.48E+06	9.48E+06		11	W610x91	11600	9.0	6.67E+08	2.48E+07
	9à10	152x152x8	4430	9.8	1.51E+07	1.51E+07		10	W610x101	13000	9.0	7.64E+08	2.95E+07
	8à9	152x152x9.5	5210	9.8	1.73E+07	1.73E+07		9	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	7à8	152x152x9.5	5210	9.8	1.73E+07	1.73E+07		8	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	6à7	152x152x11	5970	9.8	1.93E+07	1.93E+07		7	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	5à6	178x178x9.5	6180	9.8	2.86E+07	2.86E+07		6	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	4à5	178x178x9.5	6180	9.8	2.86E+07	2.86E+07		5	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	3à4	178x178x11	7100	9.8	3.21E+07	3.21E+07		4	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	2à3	178x178x13	7970	9.8	3.52E+07	3.52E+07		3	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	1à2	203x203x11	8230	9.8	4.96E+07	4.96E+07		2	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	0à1	203x203x13	9260	9.8	5.47E+07	5.47E+07		1	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
Poteaux	10à12	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07							
	8à10	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08							
	6à8	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08							
	4à6	WWF450x503	64100	3.8	2.16E+09	9.12E+08							
	2à4	WWF550x503	64200	3.8	3.61E+09	1.39E+09							
	0à2	WWF600x680	86600	3.8	5.56E+09	2.16E+09							

Tableau 4. 16: Sections choisies pour la structure I12T2-75-200D

	Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)		Étages	Sections	Aires (mm ²)	I (m)	Ix (mm ²)	Iy (mm ²)
Diagonales	11à12	127x127x11	4840	9.8	1.05E+07	1.05E+07	Poutres	12	W610x91	11600	9.0	6.67E+08	2.48E+07
	10à11	152x152x11	5970	9.8	1.93E+07	1.93E+07		11	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	9à10	178x178x9.5	6180	9.8	2.86E+07	2.86E+07		10	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	8à9	178x178x13	7970	9.8	3.52E+07	3.52E+07		9	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	7à8	203x203x11	8230	9.8	4.96E+07	4.96E+07		8	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	6à7	203x203x11	8230	9.8	4.96E+07	4.96E+07		7	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	5à6	203x203x13	9260	9.8	5.47E+07	5.47E+07		6	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	4à5	203x203x13	9260	9.8	5.47E+07	5.47E+07		5	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	3à4	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		4	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	2à3	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		3	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	1à2	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		2	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
	0à1	254x254x13	11800	9.8	1.13E+08	1.13E+08		1	W610x153	19600	9.0	1.25E+09	5.00E+07
Poteaux	10à12	W310x118	15000	3.8	2.75E+08	9.02E+07							
	8à10	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08							
	6à8	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08							
	4à6	WWF600x551	70200	3.8	4.77E+09	1.80E+09							
	2à4	WWF600x793	101000	3.8	5.83E+09	2.17E+09							
	0à2	section A	146250	3.8	0.00E+00	4.31E+09							

Tableau 4. 17 : Valeurs de V_d/V_e

Bâtiment	I4T2-75-200D	I8T2-75-200D	R12-D	I12-50-200D	I12T2-75-200D
V_e (kN)	6142	7210	7358	5972	7848
V_d (kN)	2731	4223	4429	3322	4798
V_d/V_e	0.445	0.586	0.502	0.556	0.611
V_d/V	1	1	1	1	1

La Figure 4. 12 à la Figure 4. 16 présentent les déplacements inter étages pour les structures I4T2-75-200D, I8T2-75-200D, R12-D, I12-50-200D et I12T2-75-200D obtenus par l'analyse spectrale et les déplacements inter étages de I4T2-75-200S, I8T2-75-200S, R12-S, I12-50-200D et I12T2-75-200D obtenus par l'analyse statique dans la partie 4.4.3. On remarque que les déplacements inter étages sont généralement plus grands pour les bâtiments conçus avec la méthode statique équivalente par rapport aux mêmes structures conçues avec la méthode spectrale. La méthode statique équivalente est donc plus sécuritaire. On remarque aussi que pour les conceptions spectrales, les déplacements inter étages des deux derniers niveaux diminuent. Ceci est dû au fait que l'on a augmenté les sections des diagonales des derniers niveaux par rapport à la conception avec la méthode statique, ce qui augmente la rigidité.

Les déformations des bâtiments conçues avec les méthodes statique et spectrale sont pratiquement les mêmes pour les structures R12 et I12T2-75-200 malgré que les diagonales ont été réduites considérablement. Pour la structure I12-50-200, les flèches du bâtiment I12-50-200D sont beaucoup plus faibles que celle du bâtiment I12-50-200S. Ces observations montrent une utilité de la méthode spectrale pour les structures plus élevées.

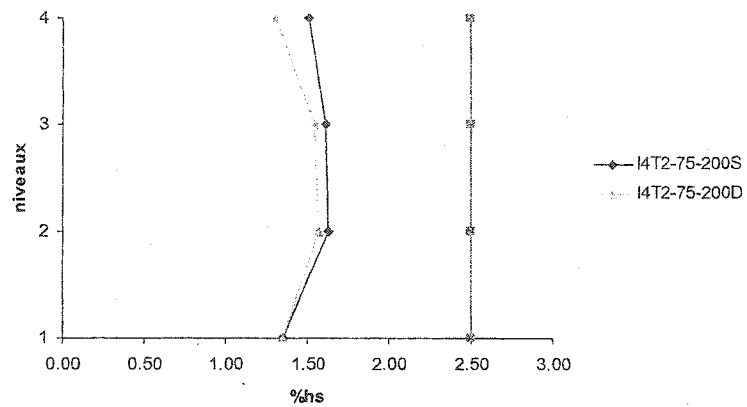


Figure 4.12 : Δ/hs (%) obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I4T2-75-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I4T2-75-200D

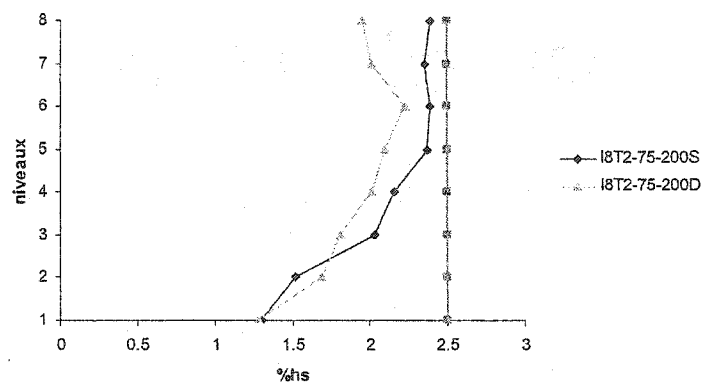


Figure 4.13 Δ/hs (%) obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I8T2-75-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I8T2-75-200D

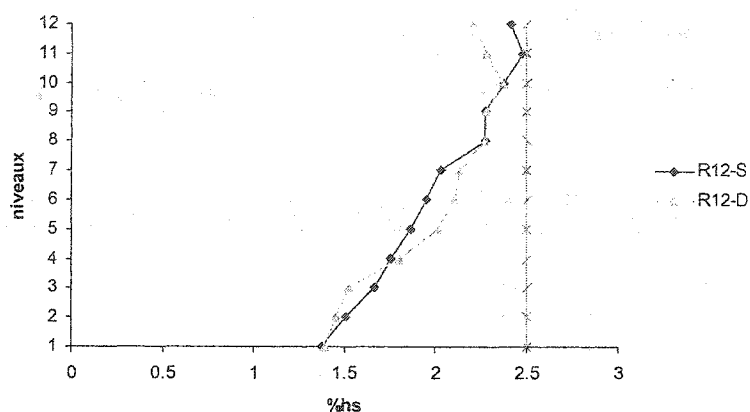


Figure 4. 14 : Δ/hs (%) obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments R12-S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments R12-D

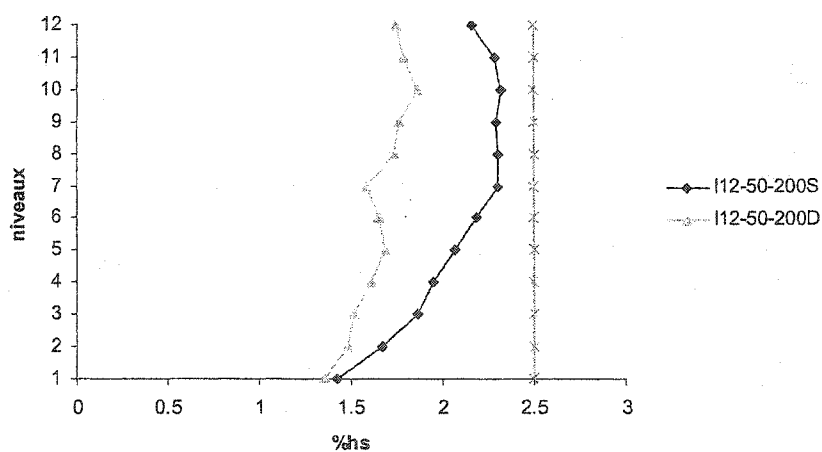


Figure 4. 15 : Δ/hs (%) obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I12-50-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I12-50-200D

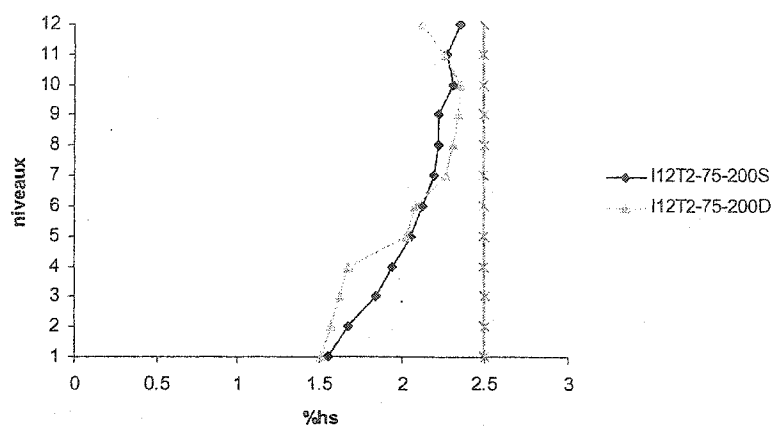


Figure 4. 16 : Δ/hs (%) obtenus de l'analyse statique pour les bâtiments I12T2-75-200S et de l'analyse spectrale pour les bâtiments I12T2-75-200D

4.6 ANALYSES TEMPORELLES

Les 10 structures étudiées dans ce chapitre sont soumises aux trois accélérogrammes A01, A02 et A03 (Voir Tableau 3. 41). Les données utilisées dans SAP90/2000 sont les mêmes que celles utilisées pour l'analyse spectrale. Pour l'analyse avec DRAIN-2D, les valeurs de α et β , pour prendre en compte l'amortissement de Rayleigh, sont calculées à partir des périodes des deux premiers modes obtenus par l'analyse spectrale afin d'obtenir 5% d'amortissement dans tous les modes (voir Tableau 4. 18).

Tableau 4. 18 : Valeurs de α et de β

Structure	T1 (s)	T2 (s)	ω_1 rad/s	ω_2 rad/s	α	β
I4T2-75-200S	0.954	0.329	6.584	19.062	0.48942	0.00389
I8T2-75-200S	1.550	0.509	4.051	12.340	0.30503	0.00610
R12-S	2.124	0.728	2.957	8.628	0.22024	0.00863
I12-50-200S	1.949	0.752	3.223	8.347	0.23253	0.00864
I12T2-75-200S	2.167	0.701	2.899	8.962	0.21905	0.00843
I4T2-75-200D	0.949	0.311	6.223	20.182	0.49862	0.00373
I8T2-75-200D	1.593	0.494	3.944	12.724	0.30107	0.00600
R12-D	2.373	0.772	2.647	8.141	0.19977	0.00927
I12-50-200D	2.042	0.774	3.077	8.116	0.22309	0.00893
I12T2-75-200D	2.382	0.750	2.638	8.377	0.20062	0.00908

4.6.1 Analyses temporelles linéaires

Les analyses temporelles sont effectuées de la même manière que dans le chapitre 3. Les valeurs de la résistance de toutes les membrures, soit M_y et P_y pour les poteaux et les poutres et C_u , C_u' et T_u pour les diagonales, sont présentées en *Annexe 4-1*. Ces valeurs sont multipliées par 10 pour rester dans le domaine élastique lors des analyses linéaires avec DRAIN-2D. La Figure 4. 17 à la Figure 4. 28 présentent les déplacements inter

étages pour les 12 structures étudiées obtenus de l'analyse linéaire avec les accélérogrammes A01, A02 et A03.

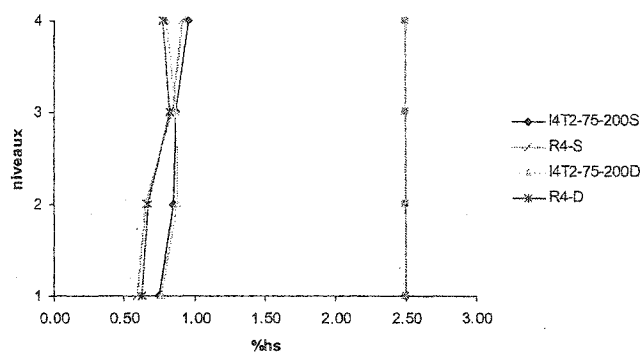


Figure 4. 17: Δ/hs (%) pour les bâtiments I4T2-75-200S, R4-S, I4T2-75-200D et R4-D
pour A01

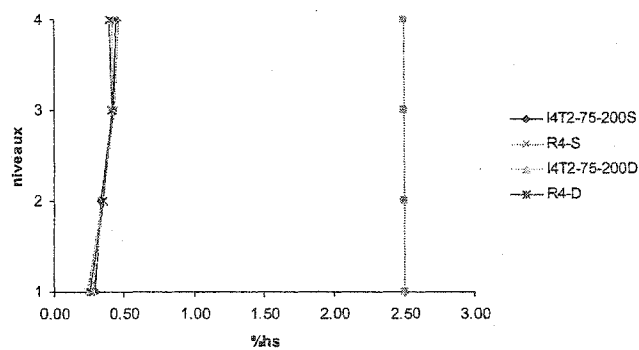


Figure 4. 18: Δ/hs (%) pour les bâtiments I4T2-75-200S, R4-S, I4T2-75-200D et R4-D
pour A02

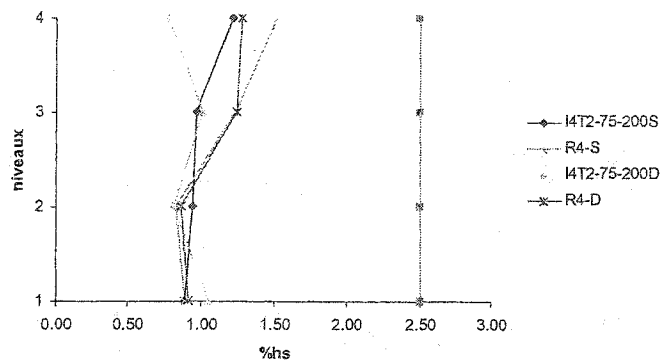


Figure 4. 19 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I4T2-75-200S, R4-S, I4T2-75-200D et R4-D
pour A03

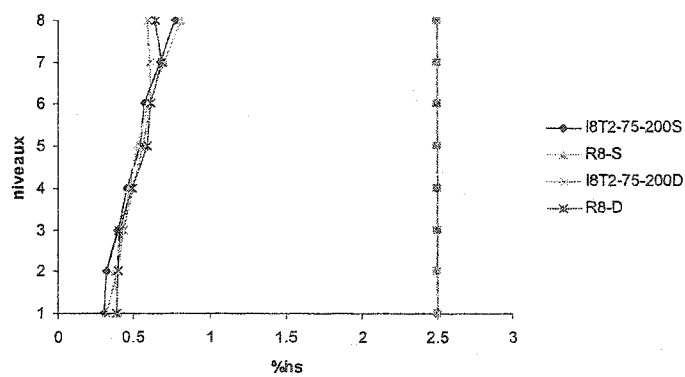


Figure 4. 20: Δ/hs (%) pour les bâtiments I8T2-75-200S, R8-S, I8T2-75-200D et R8-D
pour A01

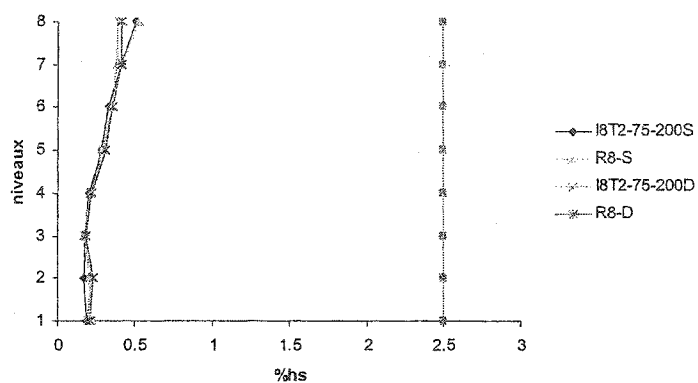


Figure 4. 21: Δ/hs (%) pour les bâtiments I8T2-75-200S, R8-S, I8T2-75-200D et R8-D
pour A02

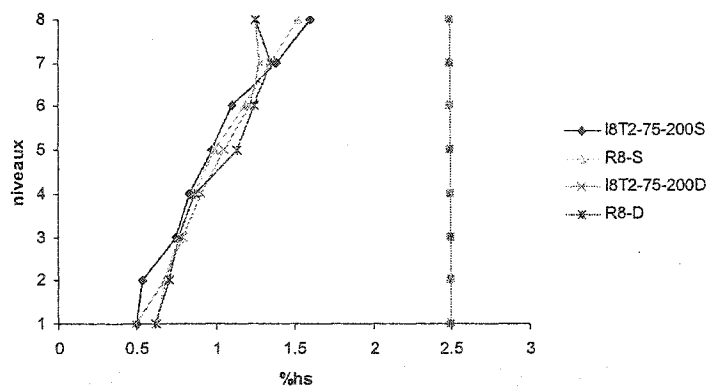


Figure 4. 22 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I8T2-75-200S, R8-S, I8T2-75-200D et R8-D
pour A03

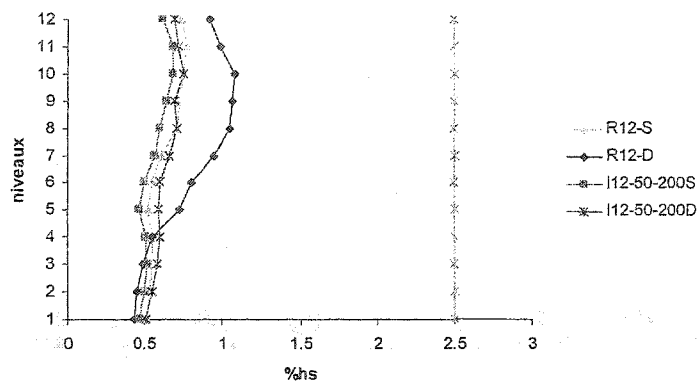


Figure 4. 23 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12-50-200S, R12-S, I12-50-200D et R12-D
pour A01

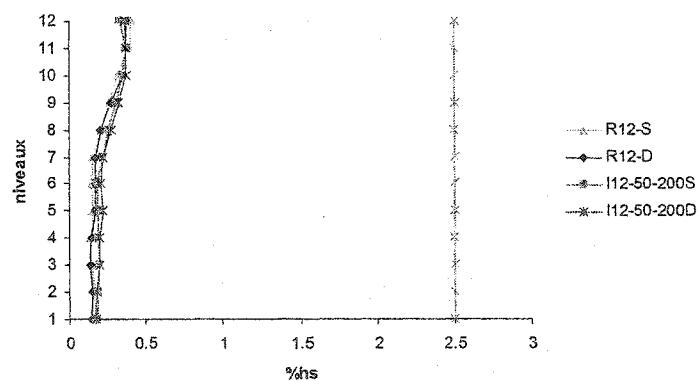


Figure 4. 24: Δ/hs (%) pour les bâtiments I12-50-200S, R12-S, I12-50-200D et R12-D
pour A02

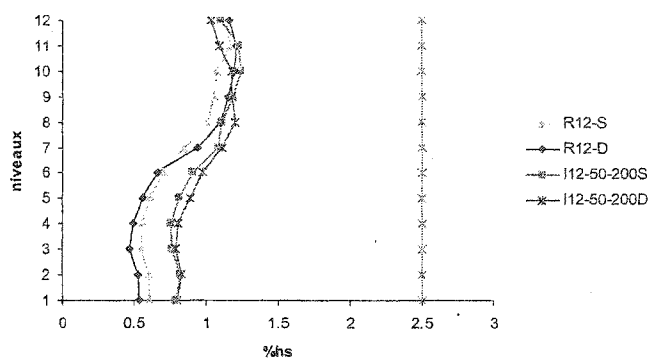


Figure 4. 25 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12-50-200S, R12-S, I12-50-200D et R12-D
pour A03

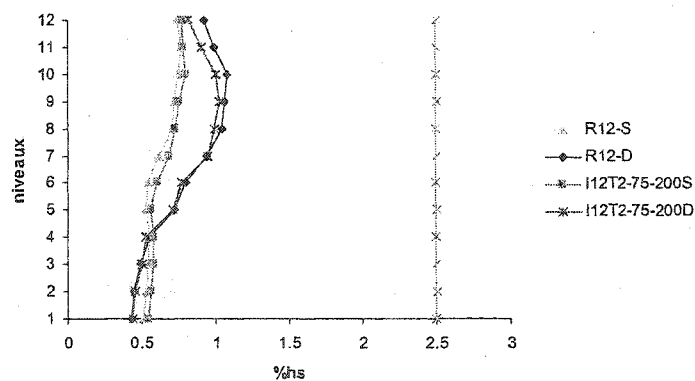


Figure 4. 26 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12T2-75-200S, R12-S, I12T2-75-200D, R12-D
pour A01

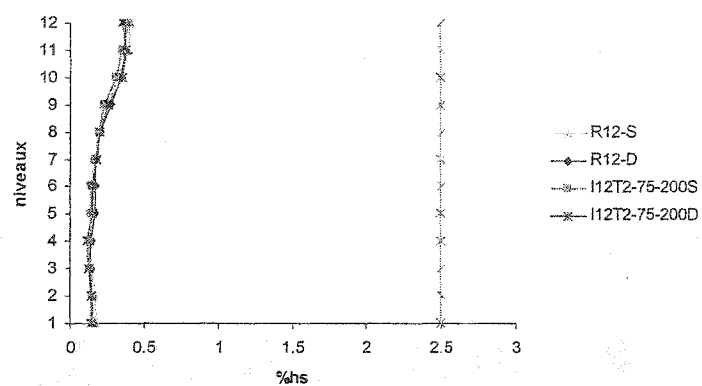


Figure 4. 27 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12T2-75-200S, R12-S, I12T2-75-200D, R12-D
pour A02

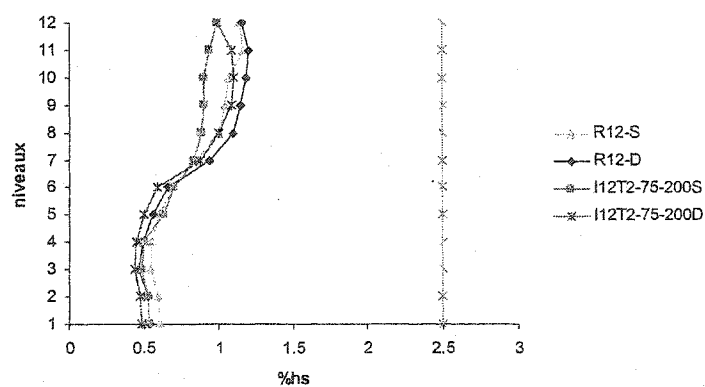


Figure 4. 28 : Δ/hs (%) pour les bâtiments I12T2-75-200S, R12-S, I12T2-75-200D, R12-D
pour A03

Les graphiques ci dessus montrent qu'aucun déplacement inter étages ne dépasse la limite prescrite par le code ($2.5\%h_s$), quelque soit la structure et quelque soit l'accélérogramme. Comme dans le chapitre 3, on remarque que l'accélérogramme A02 provoque de faibles déplacements, quelque soit la structure (inférieur à $0.5\%h_s$). Pour chaque type de structures de 4 et 8 étages, ce sont les structures conçues par la méthode statique équivalente qui ont les déplacements inter étages les plus importants. Les déplacements inter-étages sont semblables sauf dans le haut des bâtiments où l'on a augmenté les diagonales pour les structures conçues avec la méthode spectrale.

On remarque pour les structures régulières de 12 étages R12-S et R12-D, les déplacements inter étages sont plus importants pour le bâtiment R12-S que pour le bâtiment R12-D en dessous du 4^{ième} niveau pour A01 et du 7^{ième} niveau pour A02, puis ce sont les déplacements du bâtiment R12-D qui sont les plus importants. On observe la même chose entre les bâtiments I12T2-75-200S et I12T2-75-200D. Par contre, les déplacements inter étages du bâtiment I12-50-200D sont supérieurs à ceux du bâtiment I12-50-200S sur toute la hauteur des structures pour l'accélérogramme A01 en dessous du 10^{ième} niveau pour A03. En général, les structures régulières se comporte mieux que les structures irrégulières du fait que leurs déplacements inter étages restent plus homogènes, mais les différences ne sont pas très marquées. De plus, les structures se comportent mieux si elles sont conçues avec la méthode spectrale, mais là encore les différences ne sont pas très grandes.

4.6.2 Analyse temporelles non linéaires

Les analyses temporelles non linéaires sont effectuées avec le logiciel DRAIN-2D. La Figure 4. 29 à la Figure 4. 38 présentent les rapports C_{\max} versus C_u obtenus après l'analyse temporelle non linéaire des structures I4T2-75-200S, I4T2-75-200D, I8T2-75-200S, I8T2-75-200D, R12-S, R12-D, I12-50-200S, I12-50-200D, I12T2-75-200S et I12T2-75-200D sous les accélérogrammes A01, A02 et A03.

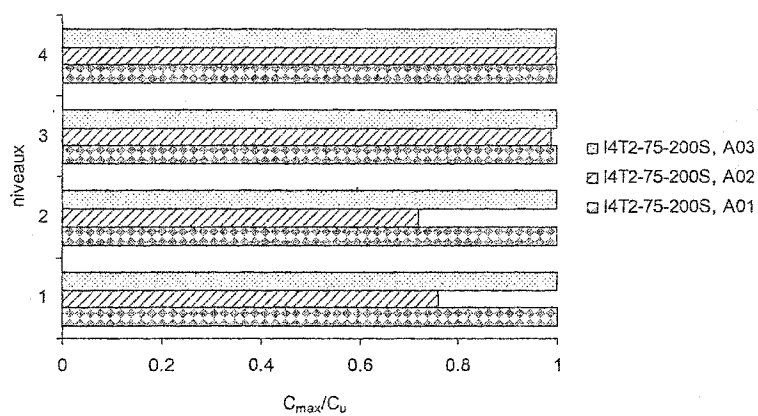


Figure 4. 29 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I4T2-75-200S

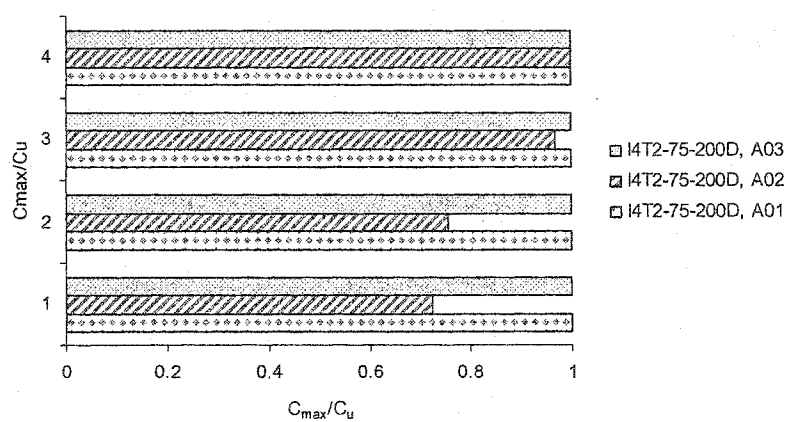


Figure 4. 30 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I4T2-75-200D

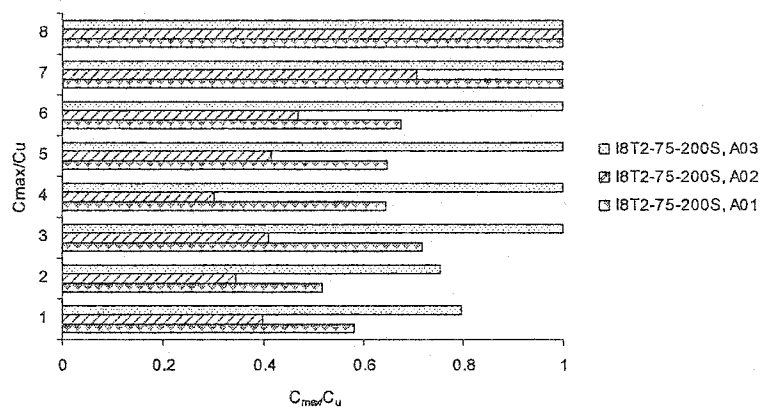


Figure 4. 31 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I8T2-75-200S

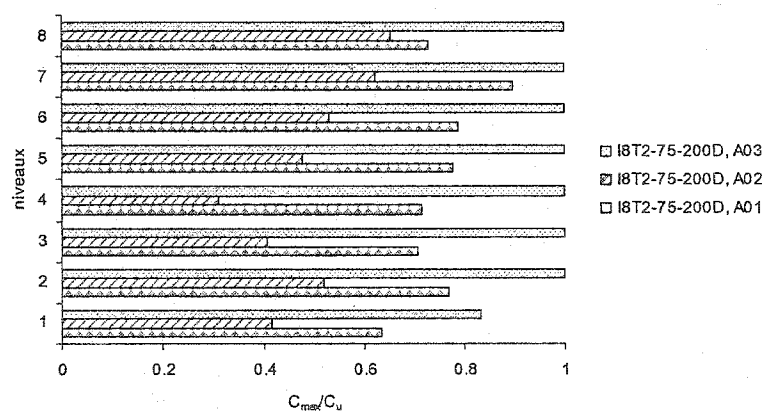


Figure 4. 32 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I8T2-75-200D

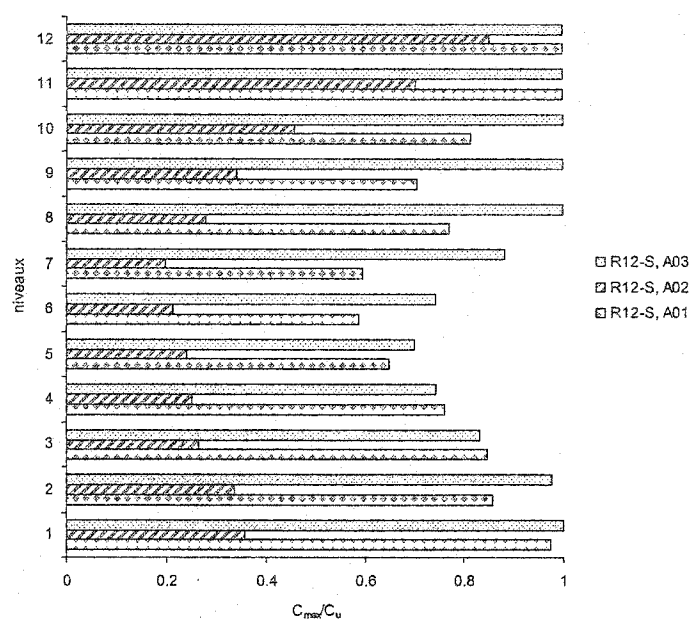


Figure 4.33 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment R12-S

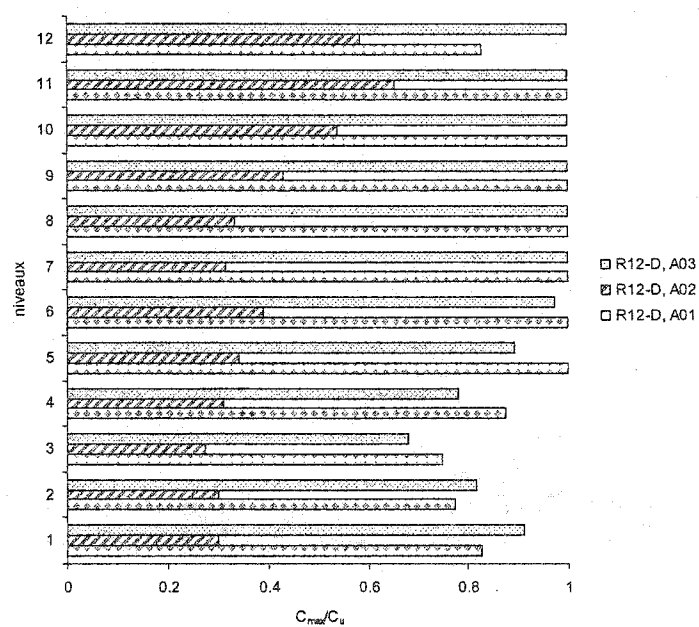


Figure 4.34 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment R12-D

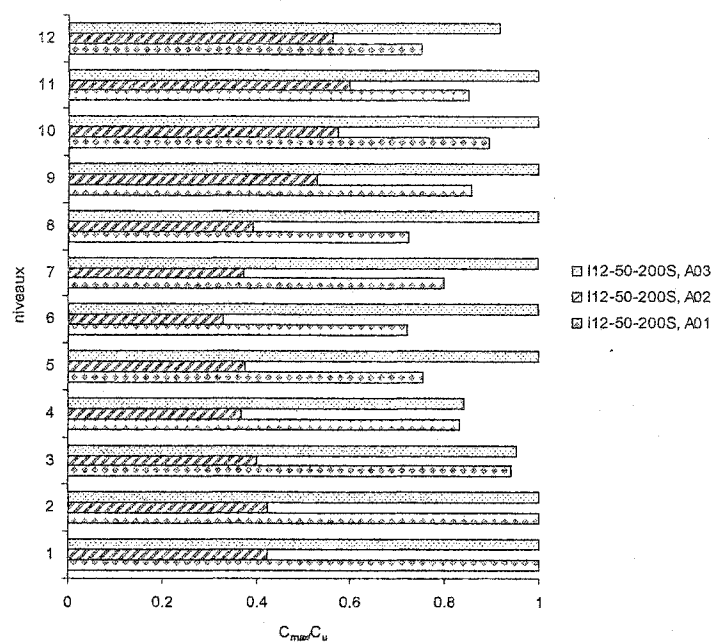


Figure 4.35 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12-50-200S

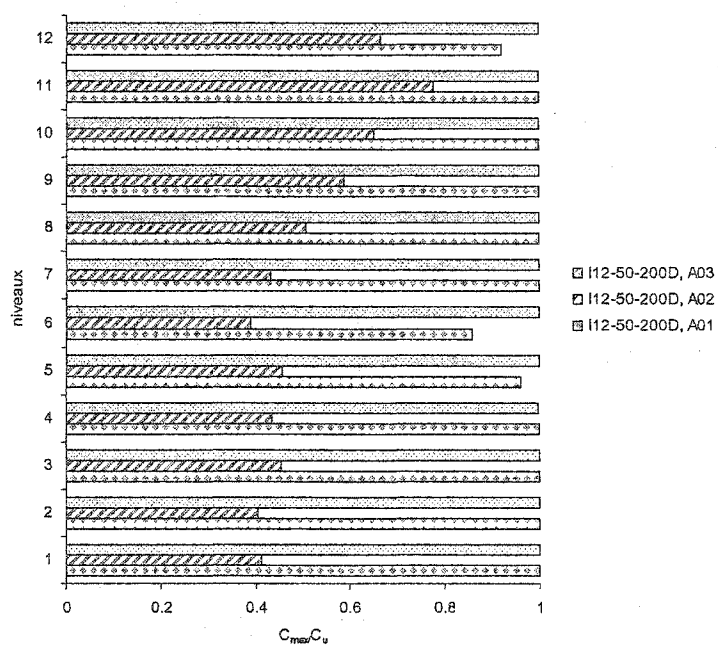


Figure 4.36 : C_{\max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12-50-200D

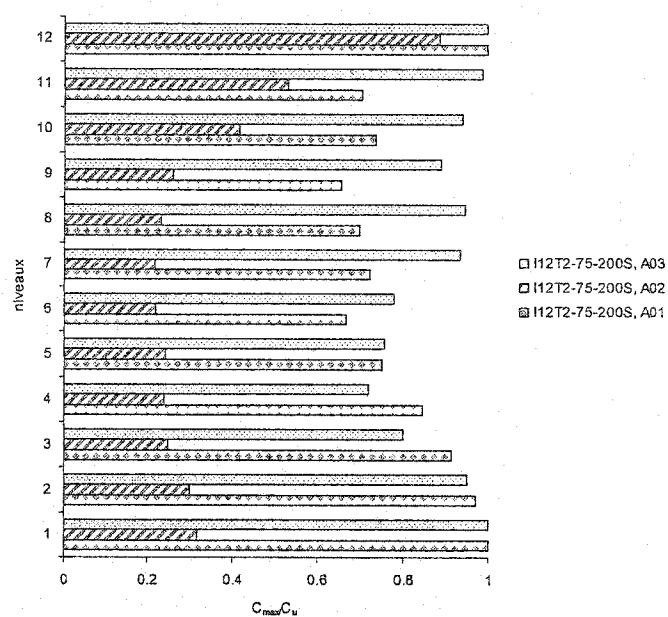


Figure 4.37 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12T2-75-200S

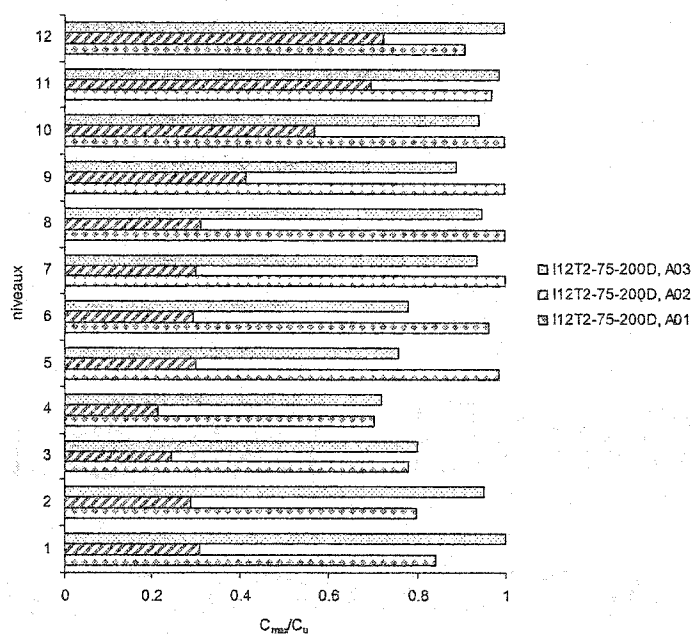


Figure 4.38 : C_{max}/C_u dans les diagonales du bâtiment I12T2-75-200D

On note que c'est l'accélérogramme A03 qui sollicite le plus les diagonales, suivi de l'accélérogramme A01 puis de A02 quelque soit la structure. Si l'on compare avec le chapitre 3, on remarque que les diagonales des bâtiments I4T2-75-200S et I4T2-75-200D flambent respectivement comme celles des bâtiments R4-S et R4-D et que lorsqu'elles ne flambent pas, les valeurs de C_{\max}/C_u sont inférieures pour les bâtiments I4T2-75-200S et I4T2-75-200D. On observe la même chose si l'on compare I8T2-75-200S avec R8-S et I4T2-75-200D avec R4-D. De plus, les diagonales des structures irrégulières avec une augmentation de masse sur un seul étage ont tendance à moins flamber que les diagonales des structures irrégulières avec une plus grande masse sur la demi-hauteur des bâtiments, quelque soit la méthode de conception. Pour les structures de 12 étages, on remarque aussi que ce sont les structures I12-50-200S et I12-50-200D qui ont les diagonales qui flambent le plus, suivi des structures R12-S et R12-D. On retrouvait la même tendance pour les structures de 4 et 8 étages dans le chapitre 3. Les structures irrégulières de ce type sont donc plus critiques que les structures régulières et les structures I4T2-75-200, I8T2-75-200 et I12-75-200 ne semblent pas plus critiques que les structures régulières.

Enfin, si l'on compare les structures conçues par la méthode statique équivalente et les structures conçues avec la méthode spectrale, on voit que les diagonales des structures conçues avec la méthode statique ont moins tendance à flamber, quelque soit le type de structure, sauf au dernier niveau. Ceci était attendu compte tenu des changements de diagonales lors de la conception spectrale.

Les résultats des analyses temporelles non linéaires représentant $\Delta/h_s(\%)$ pour les trois accélérogrammes sont présentés dans la Figure 4. 39 à la Figure 4. 43 pour les 10 structures étudiées. On note d'abord que la méthode spectrale donne lieu à une diminution des déplacements inter-étages au niveau supérieur, sauf pour les structures de 12 étages, probablement parce qu'on a augmenté la section des diagonales des structures par rapport aux structures conçues avec la méthode statique.

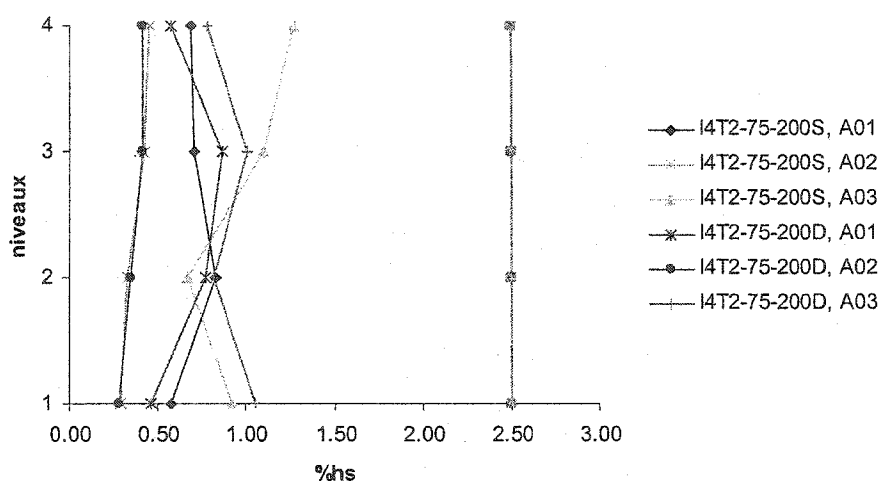


Figure 4. 39 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I4T2-75-200S et I4T2-75-200D

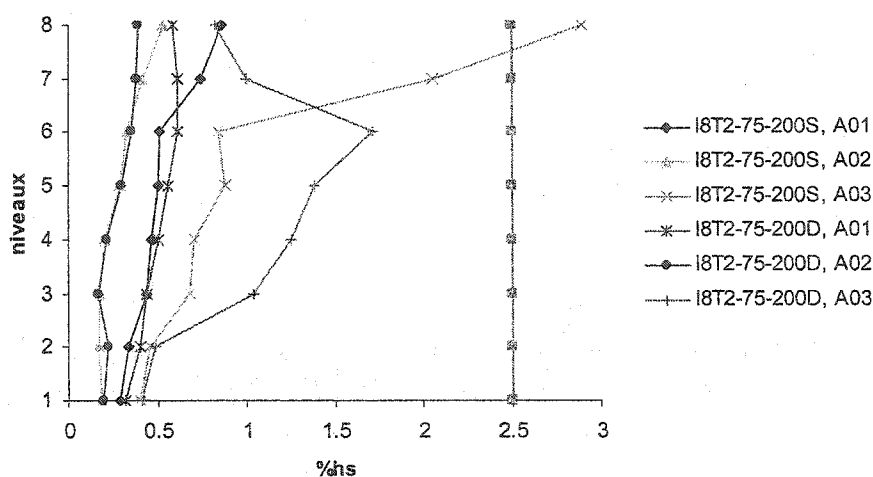


Figure 4. 40 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8T2-75-200S et I8T2-75-200D

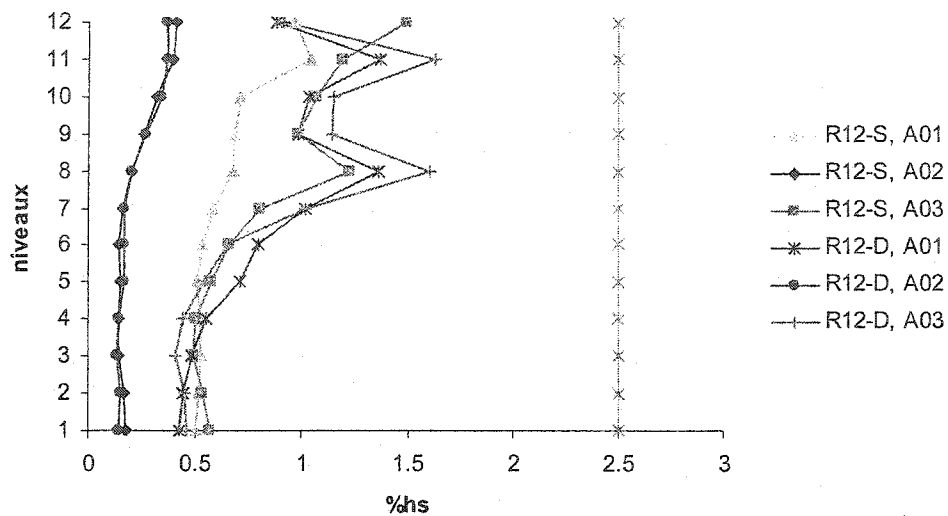


Figure 4.41 : $\Delta/hs(\%)$ pour R12-S et R12-D

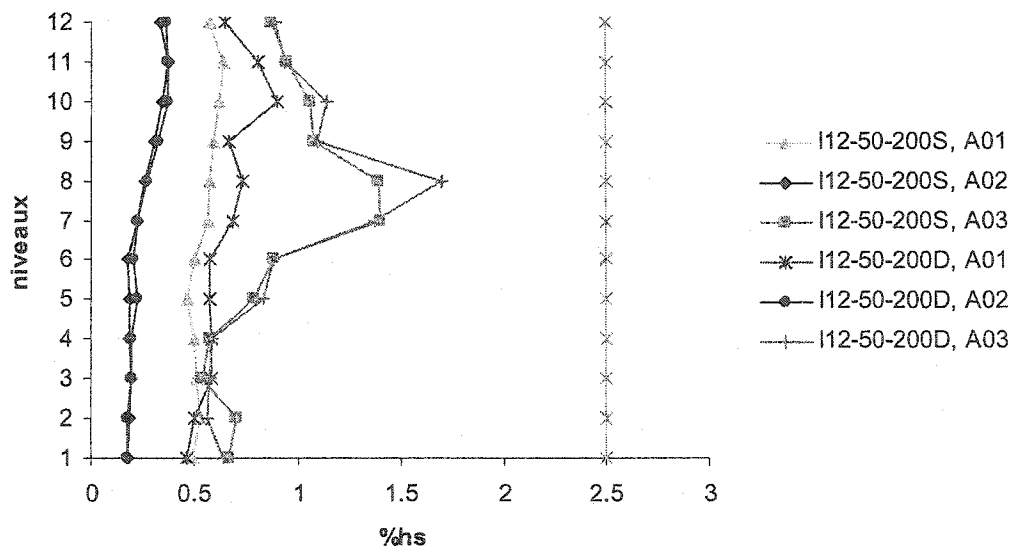


Figure 4.42 : $\Delta/hs(\%)$ pour I12-50-200S et I12-50-200D

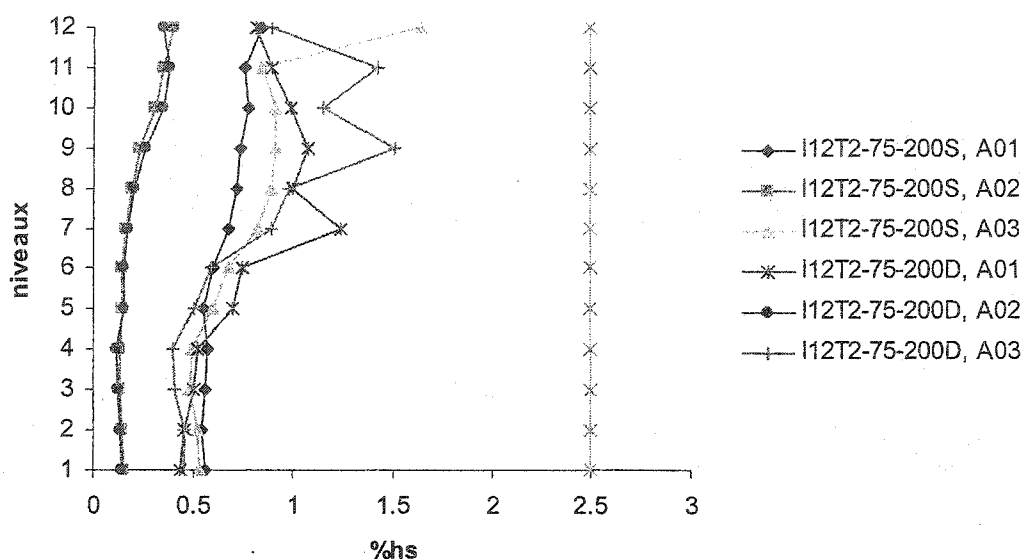


Figure 4.43 : $\Delta/hs(\%)$ pour I12T2-75-200S et I12T2-75-200D

On remarque que l'accélérogramme A03 est le plus défavorable quelque soit la structure analysée. En effet les déplacements inter étages sont les plus importants et les moins homogènes sur la hauteur des bâtiments sous ce séisme. Comme on l'a observé lors des analyses linéaires, c'est l'accélérogramme A02 qui est le moins défavorable. Les structures de 4 étages ont des déplacements inter étages qui ne dépassent pas $1.5\%h_s$ et qui restent homogènes sur leur hauteur. On remarque que quelque soit les accélérogrammes, les déplacements inter étages de I8T2-75-200D sont plus homogènes et leur maximum sur la hauteur est plus petit que ceux de I8T2-75-200S. On observe une augmentation des déplacements inter étages au niveau où la masse est augmentée (au 3/4 de la hauteur) pour I8T2-75-200S et I8T2-75-200D avec l'accélérogramme A03. Pour les bâtiments de 12 étages, les structures conçues avec la méthode spectrale ont des déplacements maximum plus important que ceux des structures conçues avec la méthode statique équivalente, sauf au dernier niveau où les 2 méthodes donnent des déformations similaires.

En utilisant les résultats obtenus dans le chapitre 3, on remarque qu'en moyenne, les déformations de la structure R4 sont plus importantes que celles de I4-75-200 et les déformation de la structure de I4-50-200S sont plus importantes que celle de I4-75-200. De même, les déformations de la structure R8 sont proches de celles de la structure I8-75-200, mais moins importantes que celle de la structure I8-50-200. Enfin, les déformations des structures R12 et I12-50-200 sont semblables et sont supérieures à celles de la structure I12-75-200.

On observe qu'il y a un changement de comportement des déplacements inter-étages sur la hauteur aux niveaux où les diagonales ont été modifiées. Lorsqu'une diagonale a été grossie sur un niveau, le niveau inférieur va être plus sollicité et donc avoir un déplacement inter-étage plus important.

Pour mieux apprécier la différence du comportement des structures suivant leur méthode de conception et le type d'accélérogramme appliqué, on étudie aussi les écarts maximums entre les déplacements inter étages maximum et minimum sur la hauteur des structures. On examine aussi les bâtiments étudiés dans le chapitre 3. La Figure 4. 44, la Figure 4. 45 et la Figure 4. 46 représentent respectivement les amplitudes et les déplacements inter étages des 9 types de structures étudiées suivant la méthode de conception utilisée (statique ou spectrale) pour des analyses non linéaires avec A01, A02 et A03. Les graphiques montrent que l'accélérogramme A02 provoque de faibles amplitudes et de faibles maximums des déplacements inter étages et que l'accélérogramme A03 provoque les plus grands déplacements. Pour les structures de 4 étages, on remarque que pour A01, les structures R4-S et I4T2-75-200S se comportent mieux que R4-D et I4T2-75-200D alors que I4-50-200D se comporte mieux que I4T2-75-200S. On observe l'inverse pour l'accélérogramme A03. Pour les structures de 8 étages, les structures conçues par la méthode spectrale se comportent mieux que les structures de même type conçues par la méthode statique équivalente. Pour les structures de 12 étages, les structures conçues par la méthode spectrale se comporte moins bien que les structures conçues par la méthode statique équivalente. On remarque aussi que la

limite proscrite par le code CNBC 2004 (2.5hs%) n'est dépassée que pour R8-S et I8T2-75-200S pour l'accélérogramme A03.

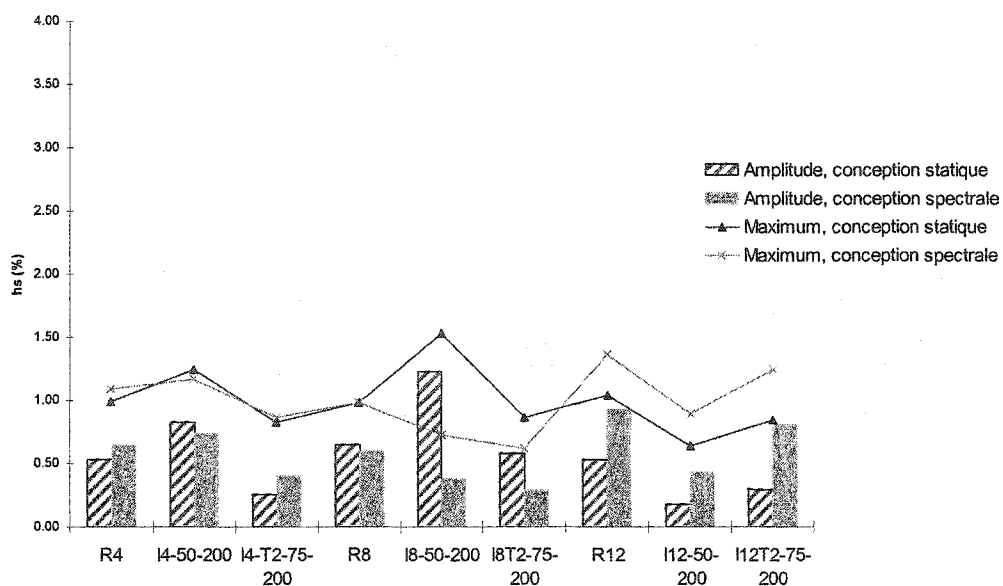


Figure 4. 44 : Amplitude et maximum des déplacements inter-étages pour l'analyse non linéaire avec A01

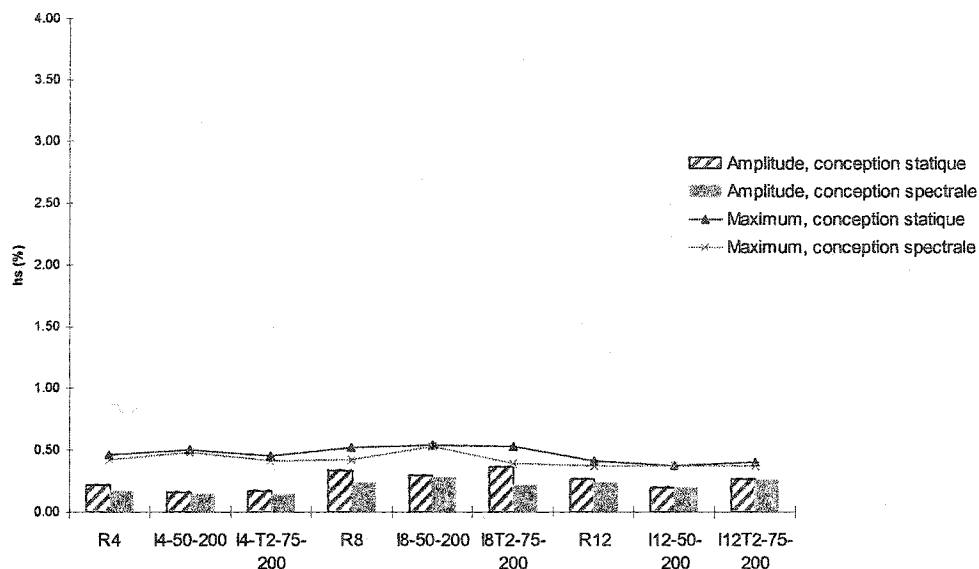


Figure 4. 45: Amplitude et maximum des déplacements inter-étages pour l'analyse non linéaire avec A02

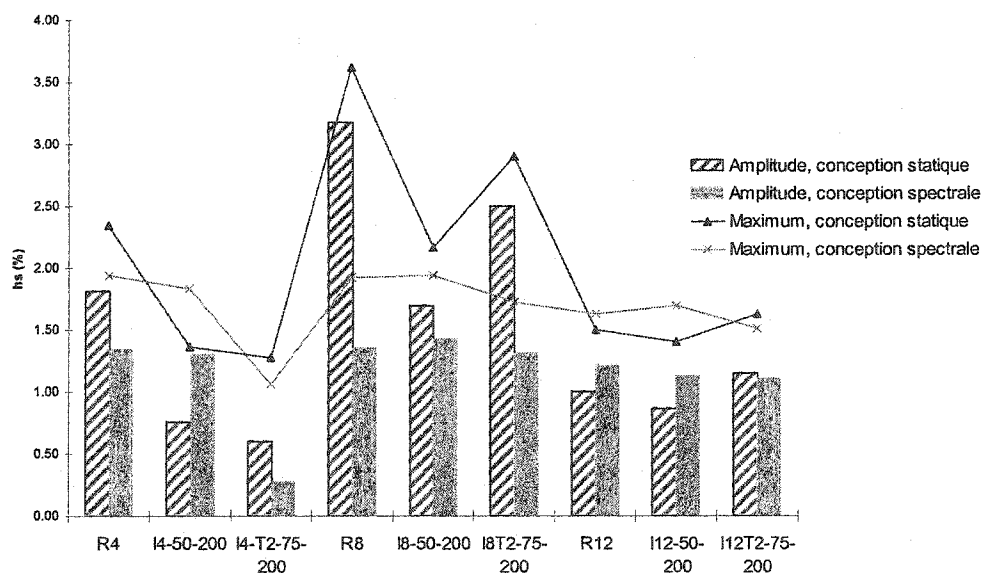


Figure 4. 46: Amplitude et maximum des déplacements inter-étages pour l'analyse non linéaire avec A03

Les moyennes des déplacements inter-étages sur la hauteur des structure pour l'analyse non linéaire avec les accélérogrammes A01, A02 et A03 sont présentées de la Figure 4. 47 à la Figure 4. 49. La Figure 4. 48 montre qu'avec l'accélérogramme A02, les moyennes des déplacements inter-étages sur la hauteur des structures sont faibles et proches quelque soit le bâtiment et la méthode de conception utilisée. On remarque que, quelque soit la méthode de conception, pour les accélérogrammes A01 et A03, la moyenne des déplacements inter-étages du bâtiment R4 est plus grande que celles des bâtiments I4-T2-75-200 et I4-50-200 et la moyenne des déplacements inter-étages sur la hauteur du bâtiment R8 est supérieure à celles des bâtiments I8T2-75-200 et I8-50-200. Par contre, la moyenne des déplacements inter-étages sur la hauteur du bâtiment R12 est inférieure à celle du bâtiment I12T2-75-200 pour l'accélérogramme A01 et à celle du bâtiment I12-50-200 pour l'accélérogramme A03. Mais dans tous les cas, les valeurs sont assez proches.

On remarque que si l'on se fie la moyenne des déplacement inter-étages sur la hauteur des structures, la méthode spectrale améliore le comportement des structures de 8 étages mais elle n'améliore pas le comportement des structures de 12 étages.

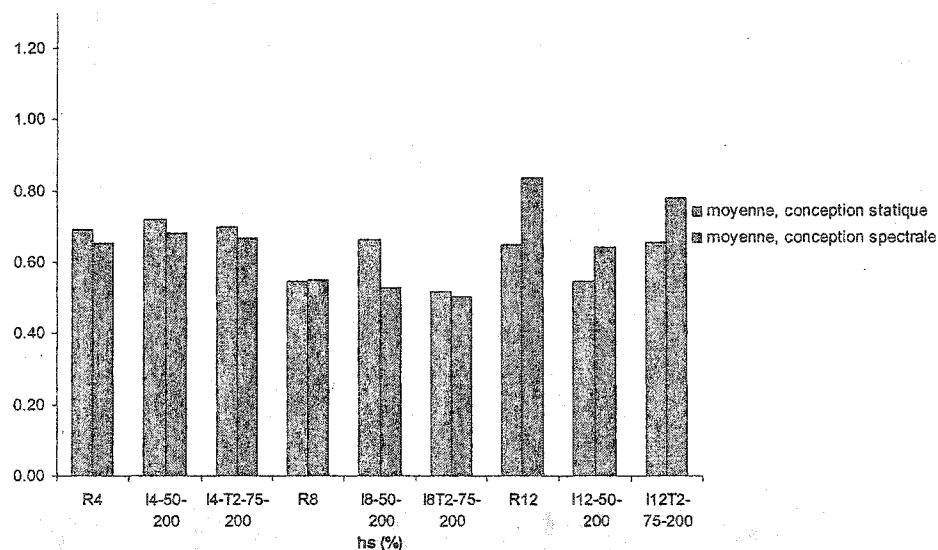


Figure 4. 47 : Moyenne des déplacements inter-étages pour l'analyses non linéaires avec

A01

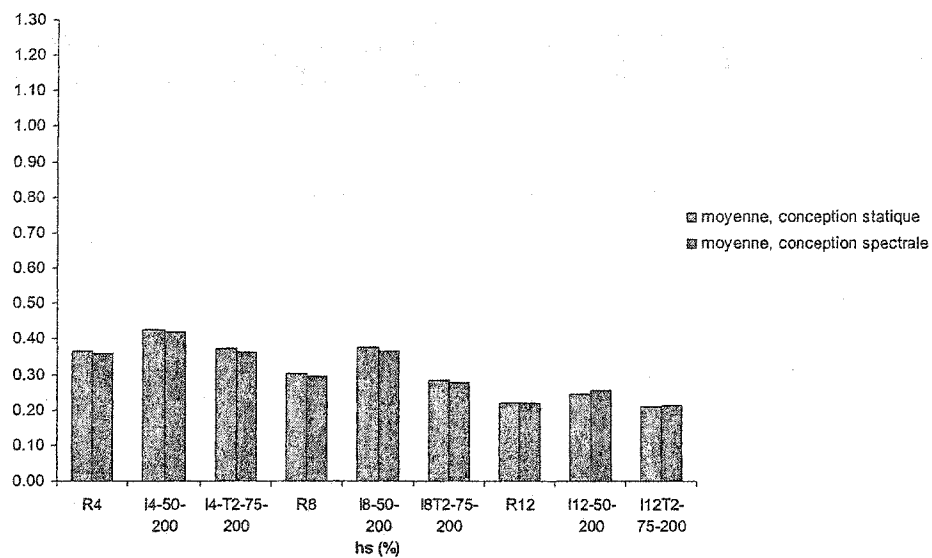


Figure 4. 48 : Moyenne des déplacements inter-étages pour l'analyses non linéaires
avec A02

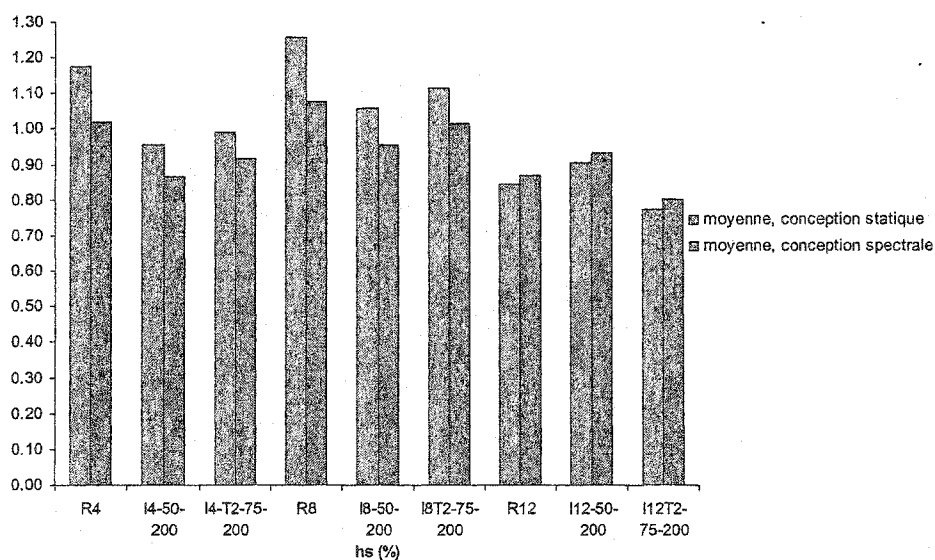


Figure 4. 49 : Moyenne des déplacements inter-étages pour l'analyses non linéaires
avec A03

4.7 CONCLUSION

Suite aux analyses linéaires et non linéaires effectuées dans les chapitres 3 et 4, on peut conclure que le séisme de l'Est (A02) a très peu d'influence sur les structures. On peut aussi dire qu'il est difficile de dire quel type de conception est préférable à l'autre. Si l'on regarde les résultats des analyses non linéaires, mis à part pour la conception statique des structures régulière et irrégulière avec augmentation de masse sur un niveau (au 3/4 de la hauteur du bâtiment) de 8 étages, les déplacements inter étages maximums sont bien au deçà de la limite de $2.5\%h_s$. La moyenne des déplacements inter-étages des bâtiments réguliers conçus avec la méthode de conception statique sont, en général, un peu plus importantes que celle de bâtiment irrégulier conçus avec la méthode de conception statique. Il est cependant difficile de dire qu'un bâtiment irrégulier conçu avec la méthode statique se comporte moins bien qu'un bâtiment régulier conçu avec la même méthode et ce, quelque soit la hauteur de la structure. La méthode de conception spectrale semble amélioré les structures de 4 et 8 étages, par contre, pour les bâtiments de 12 étage, la conception spectrale n'a pas amélioré le comportement, ce qui était prévisible puisque l'on a diminué considérablement la taille des diagonales. De plus, on n'a pas vu le même comportement des déplacements inter-étages pour les bâtiments de 12 étages que pour les bâtiments de 4 et 8 étages au niveau supérieur des structures. Cela est probablement dû au fait de l'efficacité de la force F_t appliquée au sommet de la structure lors de la conception statique pour le bâtiment de 12 étage.

CHAPITRE 5: ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE STRUCTURES IRRÉGULIÈRES DE 8 ÉTAGES

5.1 OBJECTIFS

L'objectif de ce chapitre est d'étudier plus précisément le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis de bâtiments de huit étages se situant à Vancouver et présentant des irrégularités de masse sur leur hauteur afin de vérifier l'adéquation du CNB 2004 et de la norme S16-01. En effet, suite aux études effectuées dans les chapitres exploratoires 3 et 4, il est difficile de conclure sur la pertinence d'utiliser la méthode statique équivalente ou la méthode spectrale suivant le type de structure. On choisit des bâtiments de 8 étages se situant à Vancouver car les séismes de l'Est sont moins critique et parce que le CSA-S16-01 indique que les contreventements en treillis concentriques de ductilité modérée travaillant en tension/compression ne doivent pas excéder 8 étages sans une étude particulière. On regardera le comportement sismique inélastique des structures en modifiant les amplitudes des accélérogrammes normalisés par rapport au spectre de conception.

5.2 MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre comprend l'étude de 6 bâtiments de 8 étages, de ductilités modérées se situant à Vancouver avec irrégularité de masse, qui diffèrent par la variation de leur masse sur leur hauteur et par leur géométrie. Le rapport entre la masse aux étages inférieurs et celles aux étages au-dessus du décrochage est de 200% et 300% et les hauteurs auxquelles survient le décrochage (diminution de masse) sont $0.25H$, $0.50H$ et $0.75H$. On étudie aussi un bâtiment régulier pour pouvoir faire des comparaisons.

Dans un premier temps, on décrit les 7 bâtiments de géométrie différente, puis on effectue la conception de ces 7 bâtiments par la méthode statique équivalente et par la méthode de l'analyse spectrale, telles que décrites dans le CNBC 2004. Contrairement

aux chapitres 3 et 4, la conception sera effectuée en utilisant les valeurs réelles des charges de gravité afin que les résultats soient plus précis et les dimensions des bâtiments avec une irrégularité de masse de 300% seront modifiées pour être plus réalistes.

On soumet ensuite les structures à des analyses temporelles linéaires et non linéaires dans la direction Nord/Sud (voir Figure 5. 1 et Figure 5. 2), afin d'étudier la stabilité des structures. La stabilité en régime inélastique sous l'effet des séismes est un phénomène variable et aléatoire. Sur la base des recommandations des normes et dans le but d'obtenir de meilleurs résultats, on choisit d'utiliser un ensemble de 10 enregistrements qui sont normalisés pour les harmoniser avec le spectre de conception de Vancouver. On emploie des accélérogrammes intra-plaques (du type El Centro). Pour être en accord avec la méthode de conception, on ne considère pas les séismes de type à courte distance (near field), tel que l'enregistrement de Rinaldi. Les séismes inter-plaques ne sont pas considérés dans l'étude car ils sont de faible influence pour la région de Vancouver. On procède à des analyses dynamiques temporelles incrémentales dans lesquelles les bâtiments sont soumis à chaque accélérogramme dont l'amplitude est progressivement augmentée afin de savoir pour quel facteur d'amplification la structure devient instable (analyses de type IDA , "Incremental dynamic Analysis method").

On compare le comportement des structures régulières aux structures irrégulières ainsi que les deux méthodes de conception à l'aide des déplacements inter-étages obtenus (amplitude et maximum). En effet, le CNBC 2004 impose une flèche limite de $2.5\%h_s$ pour le niveau de sécurité de vie. De plus, on choisit un déplacement inter étage de 0.5% comme limite d'occupation immédiate et un déplacement inter-étage de $5\%h_s$ a été retenu comme la limite au-delà de laquelle l'intégrité structurale du bâtiment est perdu (le bâtiment n'est plus récupérable), compromettant ainsi la sécurité des occupants (FEMA-355). On compare le comportement des structures pour ces trois états limites (occupation immédiate, sûreté de vie, effondrement).

5.3 BÂTIMENTS ÉTUDIÉS

Les 7 bâtiments de huit étages étudiés sont décrits dans le Tableau 5. 1. Une irrégularité de masse de $\alpha\%$ signifie que la masse des étages de la partie inférieure est égale à $\alpha\%$ de la masse des étages de la partie supérieure. Une hauteur de décrochage de βH signifie que la partie inférieure est d'une hauteur de βH , avec H la hauteur totale du bâtiment. Quelque soit l'irrégularité, les bâtiments sont symétriques dans la direction Est/Ouest (voir Figure 5. 1 et Figure 5. 2). Les forces latérales sismiques dans la direction Nord/Sud sont donc supposées être également reprises par les deux contreventements. L'étude se fait dans la direction Nord-Sud.

Tableau 5. 1 : Description des bâtiments étudiés

Irrégularité de masse	Hauteur de décrochage			
	0.25H	0.50H	0.75H	1.0H
100%				R8-100-200
200%	I8-25-200	I8-50-200	I8-75-200	
300%	I8-25-300	I8-50-300	I8-75-300	

Pour obtenir des charges de gravité en concordance avec les irrégularité de masse, on modifie la géométrie des bâtiments. La Figure 5. 1 est une vue en plan des bâtiments ayant une irrégularité de masse de 200% et la Figure 5. 2 est une vue en plan des bâtiments ayant une irrégularité de 300%. Comme pour les bâtiments des chapitres 3 et 4, la hauteur des niveaux est de 3800mm ($H=30.4\text{m}$). Les colonnes sont continues sur deux étages. Les profilés utilisés pour les diagonales sont de type HSS, pour les poutres de type W et pour les poteaux, de type W ou de type WWF. Les charges utilisées sont celles proposées par le code. Les charges permanentes sont 3.4kPa pour le toit, 4.5kPa pour les planchers et 1.2kPa pour les murs extérieurs. Les charges vives sont 1.48kPa pour la neige et 2.4kPa pour la charge d'occupation. Pour les bâtiments avec une irrégularité de masse de 200%, on utilise un poids de 0.8kN pour les murs extérieurs du

haut afin d'obtenir la proportion des masses souhaitées sur la hauteur de la structure. La distribution des poids sismiques sur la hauteur des différentes structures pour un contreventement (pour la moitié du bâtiment) est présentée au Tableau 5. 2.

Tableau 5. 2 : Poids sismiques, W, par niveau (kN), par cadre

Étages	Bâtiments						
	R8-100-200	I8-25-200	II8-50-200	I8-75-200	I8-25-300	I8-50-300	I8-75-300
8	3682	1841	1841	1841	1604	1604	1604
7	3682	1841	1841	1841	1604	1604	1604
6	3682	1841	1841	3682	1604	1604	4812
5	3682	1841	1841	3682	1604	1604	4812
4	3682	1841	3682	3682	1604	4812	4812
3	3682	1841	3682	3682	1604	4812	4812
2	3682	3682	3682	3682	4812	4812	4812
1	3682	3682	3682	3682	4812	4812	4812

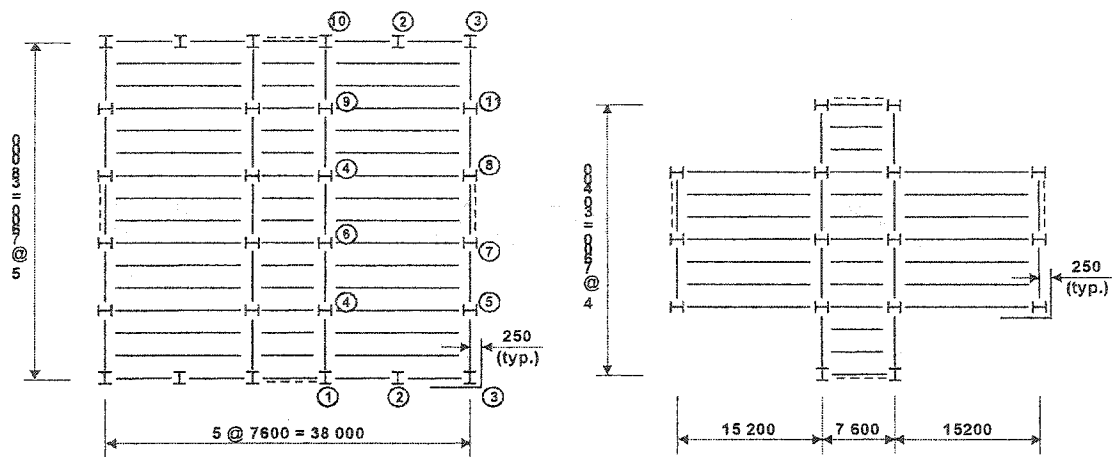


Figure 5.1 : Vue en plan des bâtiments avec une irrégularité de masse de 200%

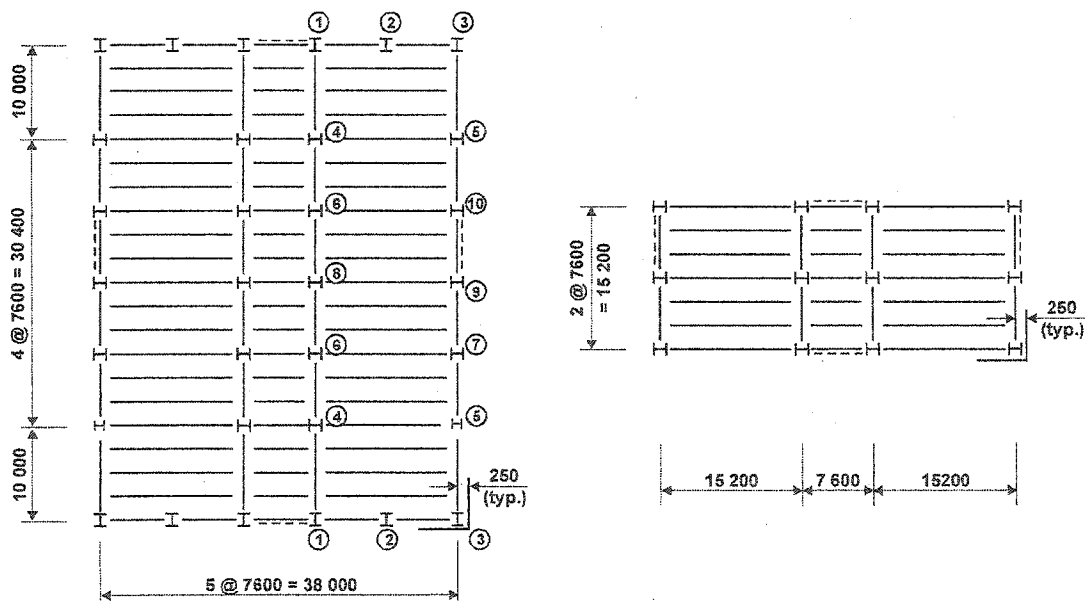


Figure 5.2 : Vue en plan des bâtiments avec une irrégularité de 300 %

5.4 MÉTHODE DE CONCEPTION DES STRUCTURES

5.4.1 Conception avec la méthode statique équivalente

La conception des contreventements est effectuée en omettant les effets dus aux vents et à la torsion accidentelle. Les diagonales travaillent en tension/compression. Chaque bâtiment est conçu par la méthode statique équivalente (ex: I8-50-200S) et par la méthode spectrale (ex:I8-50-200D). Les bâtiments sont de ductilité modérés ($R_d=3$ et $R_o=1.5$) et les facteurs M_v et I sont égaux à 1.0. Le spectre de conception est le même que celui utilisé dans les chapitres précédents. Les diagonales des contreventements reprennent seulement les efforts sismiques. La conception des contreventements reprenant les forces sismiques dans la direction Nord/Sud est effectuée pour la moitié du bâtiment dans la direction Nord/Sud de la même manière que dans les chapitres 3 et 4. Elles ne sont donc pas décrites avec précision dans ce chapitre. On note cependant que le coefficient R_y (pour le calcul de T_u) est toujours pris égale à 1.0 et que le coefficient 1.2 pour le calcul de C_u dans les chapitres 3 et 4 est aussi posé à 1.0 afin d'être consistant avec les hypothèses posées dans les analyses. De plus, le code CNBC 2004 permet d'utiliser une période de conception égale à $1.5 T_a$. On utilise donc pour le calcul de la période de conception $T=1.5 \times 0.05(h_n)^{3/4}$, ce qui donne une période de conception de 0.97 secondes pour les 14 bâtiments étudiés. On obtient alors des structures plus souples que dans les chapitres précédents et, lors de la distribution sur la hauteur de la structure de la force sismique V , la force F_t est égale à $0.068V$ (voir équation 2-2). Les forces latérales appliquées aux étages des bâtiments sont présentées à la Figure 5. 3 et à la Figure 5. 4. Enfin, contrairement aux chapitres 3 et 4, tous les poteaux de gravité sont conçus avec précision pour chaque configuration (voir *Annexe 5-1*). Les poteaux sont numérotés sur les Figure 5. 1 et 5.2. Les poteaux 1, 4 et 10 de la Figure 5. 1 et les

poteaux 1 et 6 de la Figure 5. 2 sont dimensionnés à l'aide de la méthode statique équivalente pour des forces latérales dans la direction est/ouest.

Les forces de cisaillement à chaque niveau sont calculées en prenant en compte les effets P-delta.: $V_f = V_i \times U_2 = (1 + W_i/V_i \times \Delta_{mi}/h_{si})$ où V_i la force de cisaillement sur un contreventement à un niveau due aux forces sismiques, W_i est la charge de gravité du niveau et au dessus du niveau considéré (pour la moitié du bâtiment), Δ_{mi} est le déplacement inter-étage inélastique anticipé ($\Delta_{mi} = \Delta R_d R_o$) et h_{si} est la hauteur du niveau considéré. Lors de la conception préliminaire par la méthode statique, on utilise $U_2 = 1.0$. On obtient des déplacements inter étages par l'analyse statique qui nous donnent de nouveaux U_2 à chaque étage et une nouvelle conception. On réitère le procédé jusqu'à l'obtention des facteurs U_2 (ou des déplacements inter étages) constants. Pour prendre en compte les effets P-delta lors de la conception des structures par la méthode spectrale, on utilise les mêmes facteurs U_2 que ceux obtenus pour le même type de bâtiment par la méthode de conception statique.

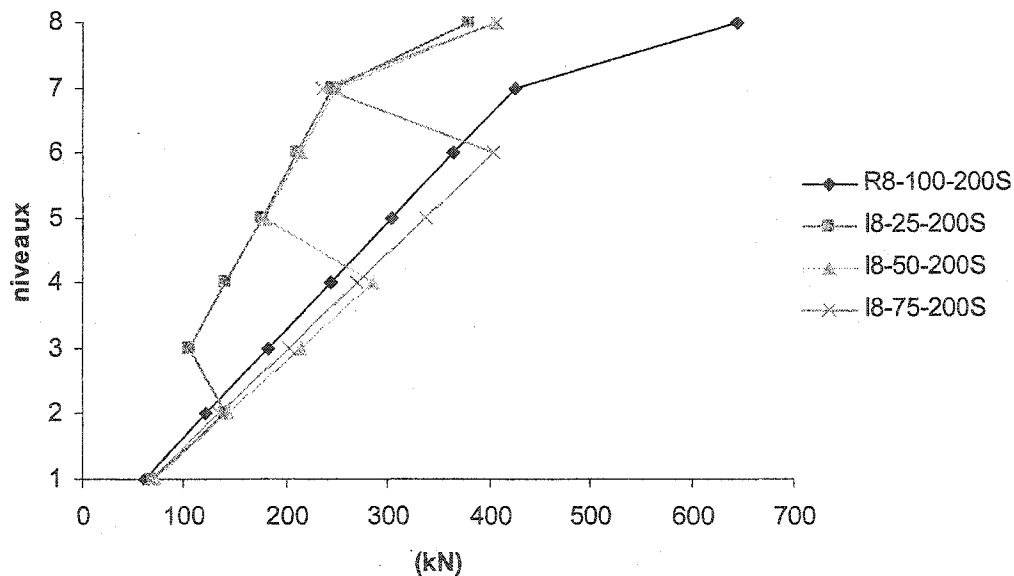


Figure 5. 3 : Forces latérales appliquées aux étages des bâtiments de type I8-α-200S

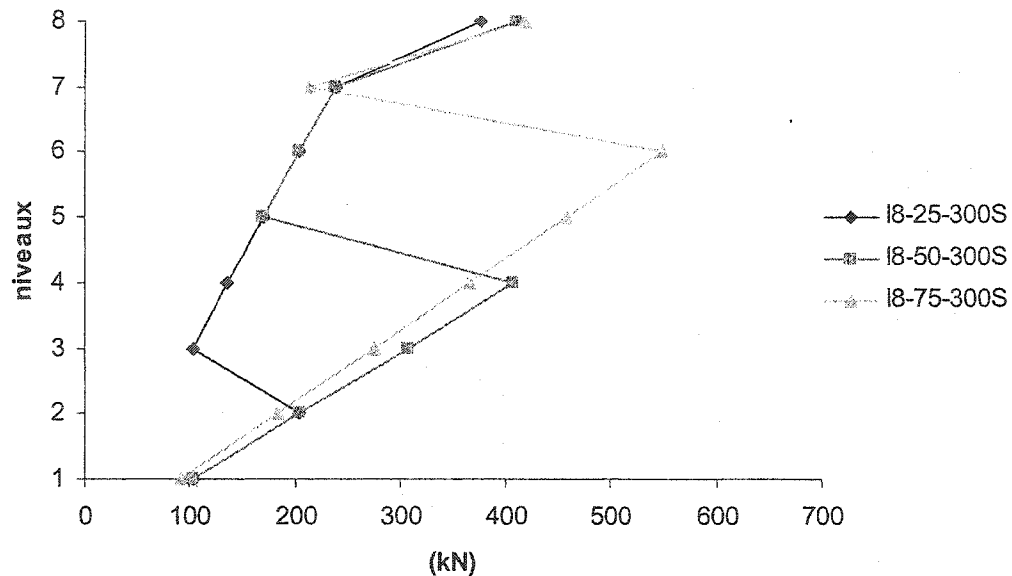


Figure 5.4 : Forces latérales appliquées aux étages des bâtiments de type I8- α -300S

5.4.2 Conception avec la méthode spectrale

La conception des structures par la méthode spectrale est expliquée dans le chapitre 3. Elle est effectuée à partir des hypothèses de la partie précédente (5.4.1). La conception effectuée par la méthode statique équivalente sert de conception préliminaire pour la conception spectrale des structures I8- α H- β D. On réalise une analyse spectrale avec les membrures données par cette conception préliminaire pour comparer les efforts C_{fdyn} dans les diagonales obtenus par l'analyse spectrale et les efforts C_{fstat} obtenus par la méthode statique équivalente, afin de voir si l'on peut modifier des sections. L'analyse spectrale est une analyse dynamique linéaire effectuée avec le logiciel SAP90/2000 avec un amortissement de 5% et la méthode de combinaison de modes est la méthode CQC. Les valeurs de l'accélération spectrale utilisées dans la méthode modale du spectre de réponse doivent être les coefficients d'accélération spectrales définis pour la ville de

Vancouver grâce au spectre de conception. On concentre les poids sismiques dans la direction Nord/Sud du bâtiment à chaque nœud des contreventements. Les efforts C_{fdyn} obtenus par l'analyse spectrale sont multipliés par V_d/V_e (voir Tableau 5. 3) pour prendre compte la ductilité des structures. Ces valeurs sont obtenues dans un premier temps par l'analyse spectrale des structures conçues par la méthode statique équivalente. La force de cisaillement dynamique à la base (V_d), considérée dans le calcul, est égale au maximum entre $V_e I / (R_d R_o)$ et 100% de V (pour toutes les structures au lieu de 80% de V pour les structures régulières, tel que préconisée par le code) afin de pouvoir comparer directement le comportement des structures régulières et irrégulières.

Tableau 5. 3: Valeurs de $V_d R_d R_o / V_e$ obtenues de l'analyse spectrale pour les conceptions effectuées par la méthode statique équivalente

	R8-100-200S	I8-25-200S	I8-50-200S	I8-75-200S	I8-25-300S	I8-50-300S	I8-75-300S
V (kN)	2351	1469	1763	2057	1536	2048	2560
V_e (kN)	5909	4381	5049	5551	4940	5976	6895
$V_e I / R_d R_o$	1313	974	1122	1234	1098	1328	1532
V_d (kN)	2351	1469	1763	2057	1536	2048	2560
V_d / V	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V_d / V_e	0.398	0.335	0.349	0.371	0.311	0.343	0.371

5.5 RÉSULTATS DE LA CONCEPTION

5.5.1 Propriétés des structures

Les sections choisies pour les poteaux, autres que ceux des contreventements reprenant les charges latérales dans la direction Nord/Sud, sont les mêmes pour un bâtiment donné quelque soit la procédure de conception utilisée. Les sections sont données en *Annexe 5-1*. Les sections choisies pour les contreventements dans la direction Nord/Sud diffèrent suivant la méthode de conception utilisée. Les sections des 14 conceptions et leurs caractéristiques sont données en *Annexe 5-2*. On remarque que pour les structures de type I8- α -300, les poteaux des contreventements (aux Nord et au Sud) sont différents car il y a un poteau qui reprend plus de charges de gravité que l'autre.

La Figure 5. 5 donne la variation du rapport C_f/C_r dans les diagonales d'un contreventement sur la hauteur de la structure choisie (suivant le type de conception). On remarque que les rapports C_f/C_r sont plus homogènes sur la hauteur des bâtiments pour les structures conçues par la méthode spectrale et que leurs valeurs se situent entre 0.7 et 1.0. Ceci est dû au hasard, la différence entre C_f et C_r ne provient que du choix limité des sections disponibles. À la Figure 5. 6 on représente les valeurs de C_{fdyn}/C_{fstat} dans les diagonales des 7 types de structures, C_{fdyn} étant les efforts dans les diagonales calculés par la méthode spectrales et C_{fstat} les efforts calculés par la méthode statique. On observe que les efforts obtenus de la méthode spectrales sont supérieurs à ceux de la méthode statique à partir des niveaux 6 pour les structures du type I8- α -300 et des niveaux 7 pour les autres structures (sauf pour I8-25-200). Il a donc été nécessaire de grossir les diagonales aux étages supérieures pour toutes les structures. Les diagonales des structures conçues par la méthode spectrale ont été réduites dans le tiers ou la demie hauteur inférieure. La Figure 5. 7 présente la variation du rapport C_{udyn}/C_{ustat} dans les diagonales de structure de même type (I8-100-200, I8-25-200, I8-50-200,...) mais de méthode de conception différente (méthode statique équivalente ou méthode spectrale).

On remarque qu'avec la méthode de conception spectrale, les sections des diagonales des étages inférieurs sont généralement inférieures ou identiques à celles utilisées par la méthode de conception statique, alors que l'inverse se produit au sommet.

Les trois premières périodes des 14 structures sont données dans le Tableau 5. 4. On remarque que pour un même bâtiment, la conception spectrale donne des périodes plus longues que la conception statique équivalente. De plus, la période T_1 est toujours plus grande que la période T_a calculée ($T_a=0.97$ sec). Globalement, la rigidité des structures est plus faible avec la conception spectrale, ce qui donne une période plus longue.

Tableau 5. 4: Périodes des 14 structures étudiées

Bâtiments	$T_1(\text{sec})$	$T_2(\text{sec})$	$T_3(\text{sec})$
R8-100-200S	1.75	0.59	0.33
I8-25-200S	1.51	0.55	0.32
I8-50-200S	1.50	0.60	0.32
I8-75-200S	1.60	0.58	0.35
I8-25-300S	1.43	0.56	0.32
I8-50-300S	1.45	0.63	0.33
I8-75-300S	1.59	0.59	0.36
R8-100-200D	1.77	0.60	0.33
I8-25-200D	1.57	0.55	0.33
I8-50-200D	1.55	0.60	0.32
I8-75-200D	1.60	0.57	0.34
I8-25-300D	1.50	0.56	0.34
I8-50-300D	1.47	0.63	0.33
I8-75-300D	1.61	0.58	0.35

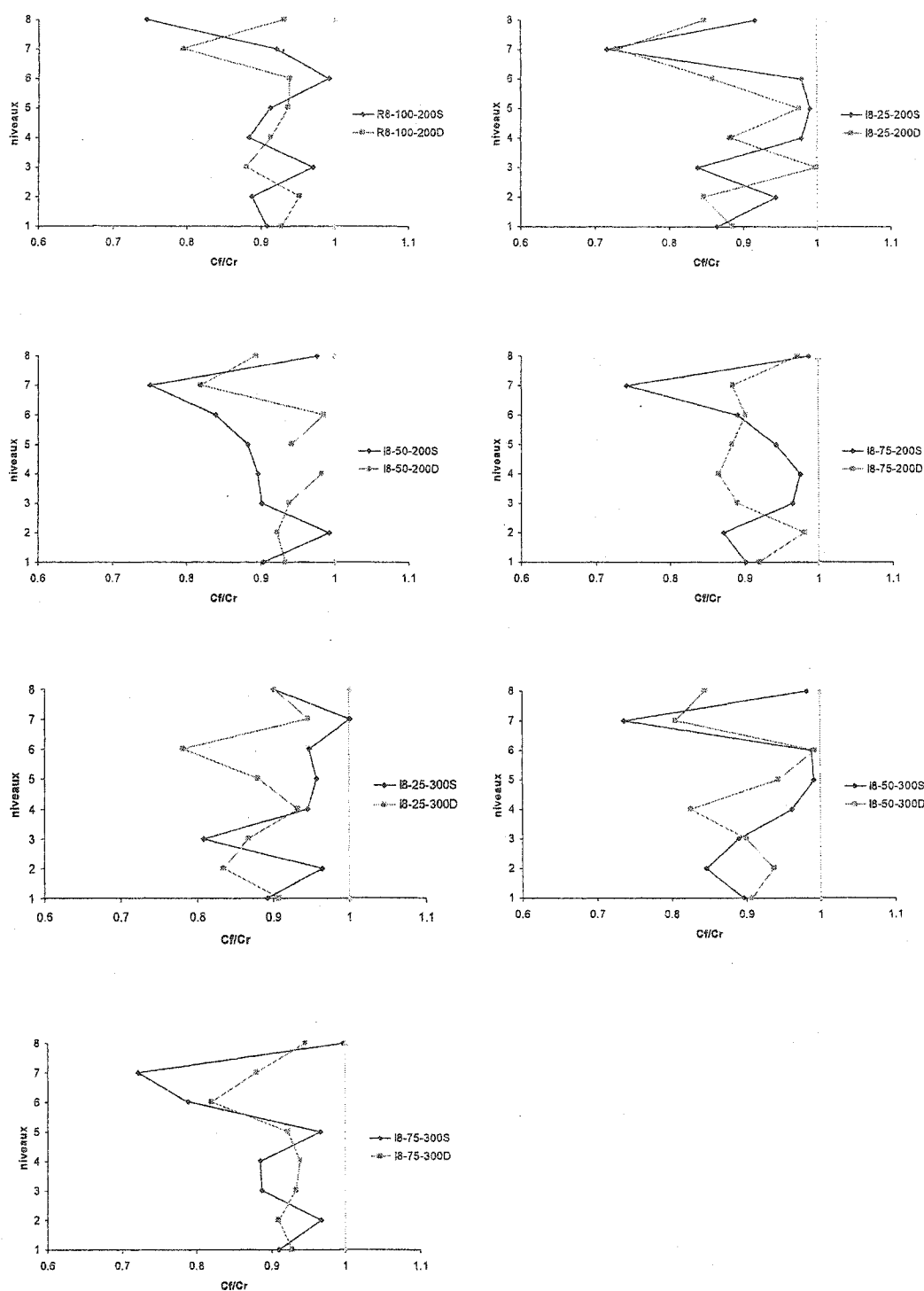


Figure 5.5 : Valeurs de C_f/C_r pour les 14 bâtiments

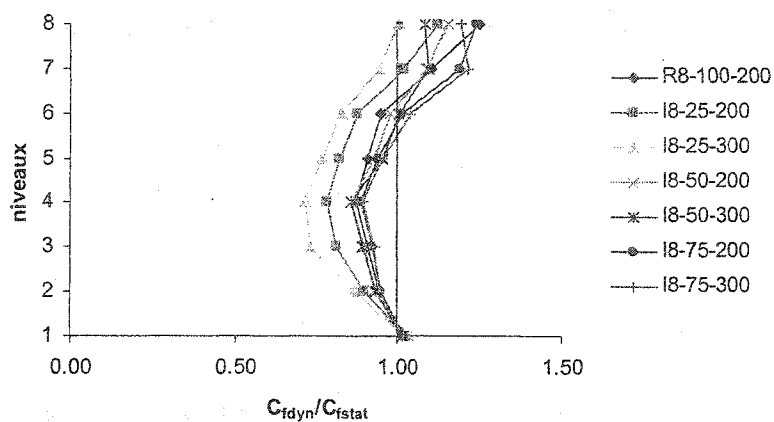


Figure 5.6 : Valeurs des C_{fdyn}/C_{fstat} dans les diagonales des 7 types de structures

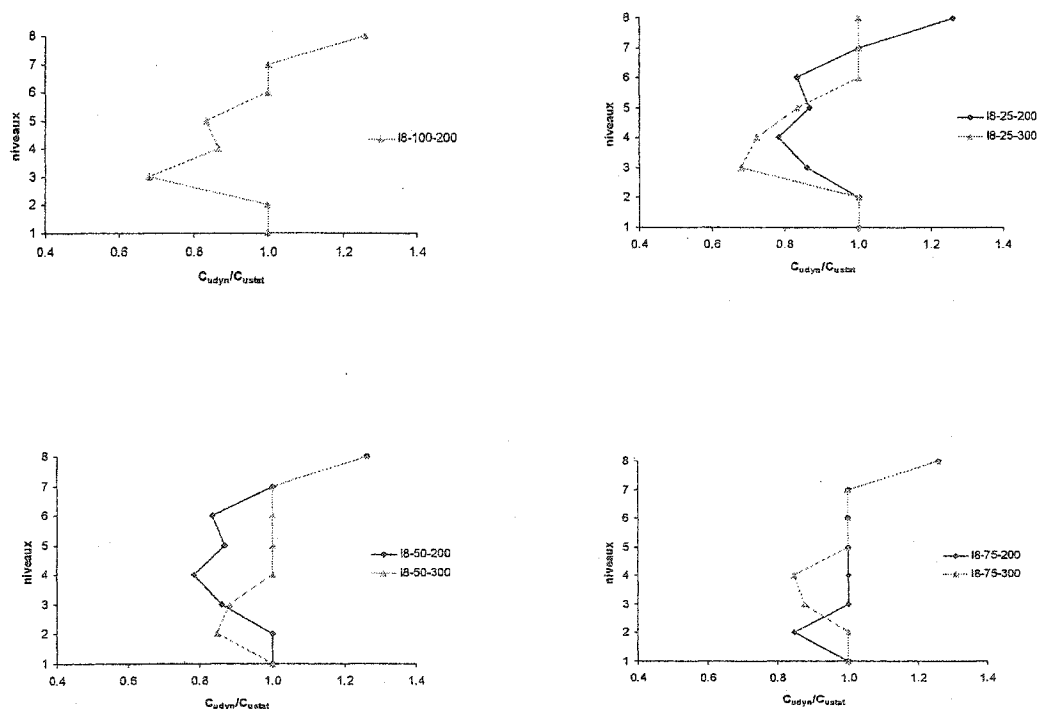


Figure 5.7 : Valeurs de C_{udyn}/C_{ustat} des 7 types de structures

5.5.2 Résultats des analyses statiques et spectrales

La Figure 5. 8 présente les déplacements inter étages obtenus de l'analyse statique pour les structures conçues à l'aide de la méthode statique et les déplacements inter étages obtenus de l'analyse spectrale pour les structures conçues avec la méthode spectrale. Les déplacements inter étages obtenus de l'analyse spectrale sont multipliés par les coefficients V_d/V_e indiqués dans le Tableau 5. 5, puis par $R_d R_o/I$ pour prendre en compte la ductilité de la structure. La valeur de V dans ce tableau est la force de cisaillement à la base calculée par la méthode statique pour chaque type de structure, quelque soit la méthode de conception. Cette valeur augmente avec le poids de la structure. Les graphiques de la Figure 5. 8 sont présentés de manière à pouvoir comparer les déplacements inter étages des structures présentant des irrégularité de masse sur une même hauteur, mais avec une proportion de masse différente. Tous les déplacements inter-étages sont inférieurs à $2.5\%h_s$, limite préconisée par le CNBC 2004, quelque soit la structure. On remarque que les déplacements inter étages des structures de type I8- α -200S sont proches de ceux des structures de type I8- α -300S pour les analyses statiques. De même, les déplacements inter étages des structures de type I8- α -200D sont proches de ceux des structures de type I8- α -300D pour les analyse spectrale. Enfin, les déplacements inter-étages obtenus des structures conçues par la méthode spectrale sont plus petits que ceux obtenus des structures conçues par la méthode statique équivalente. La méthode de conception statique équivalente semble donc plus sécuritaire au niveau des flèches.

On remarque que le rapport du déplacement inter-étage d'un niveau sur le déplacement inter-étage du niveau supérieur est toujours inférieur à 130% quelque soit la structure (voir le Tableau 5. 6). D'après le code américain, le NEHRP 1997, les structures étudiées ne seraient pas considérées comme irrégulières puisqu'il préconise qu'une structure ayant $\Delta_i/\Delta_{i+1} < 130\%$ (i étant la hauteur d'un niveau considéré) sur toute sa hauteur est considérée comme régulière.

Tableau 5. 5 : Valeurs de $V_d R_d R_o / V_e$ pour les conceptions spectrales

	I8-100-200D	I8-25-200D	I8-50-200D	I8-75-200D	I8-25-300D	I8-50-300D	I8-75-300D
V (kN)	2351	1469	1763	2057	1536	2048	2560
V_e (kN)	5812	4319	4957	5574	4891	5930	6849
$V_e / R_d R_o$ (kN)	1291	960	1101	1239	1087	1318	1522
V_d (kN)	2351	1469	1763	2057	1536	2048	2560
V_d / V_e	0.404	0.340	0.356	0.369	0.314	0.345	0.374
V_d / V	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$V_d R_d R_o / (V_e I)$	1.820	1.531	1.601	1.661	1.414	1.554	1.682

Tableau 5. 6: Rapports du déplacement inter-étage maximum d'un niveau sur le déplacement inter-étage maximum du niveau supérieurs des structures obtenus des analyses statiques ou spectrales suivant la méthode de conception.

	$\Delta 1/\Delta 2$	$\Delta 2/\Delta 3$	$\Delta 3/\Delta 4$	$\Delta 4/\Delta 5$	$\Delta 5/\Delta 6$	$\Delta 6/\Delta 7$	$\Delta 7/\Delta 8$
I8-100-200S	87%	81%	94%	95%	89%	105%	101%
I8-100-200D	86%	97%	96%	92%	93%	105%	99%
I8-25-200S	79%	94%	93%	90%	94%	110%	97%
I8-25-200D	91%	97%	98%	88%	100%	105%	105%
I8-50-200S	80%	93%	90%	102%	95%	99%	96%
I8-50-200D	88%	91%	101%	98%	89%	105%	106%
I8-75-200S	88%	88%	89%	92%	104%	101%	96%
I8-75-200D	93%	98%	92%	93%	104%	100%	105%
I8-25-300S	80%	98%	93%	90%	93%	107%	99%
I8-25-300D	98%	112%	83%	97%	98%	101%	97%
I8-50-300S	89%	92%	85%	100%	93%	109%	96%
I8-50-300D	97%	95%	97%	102%	87%	104%	106%
I8-75-300S	88%	91%	89%	93%	101%	106%	95%
I8-75-300D	95%	89%	98%	96%	100%	107%	104%

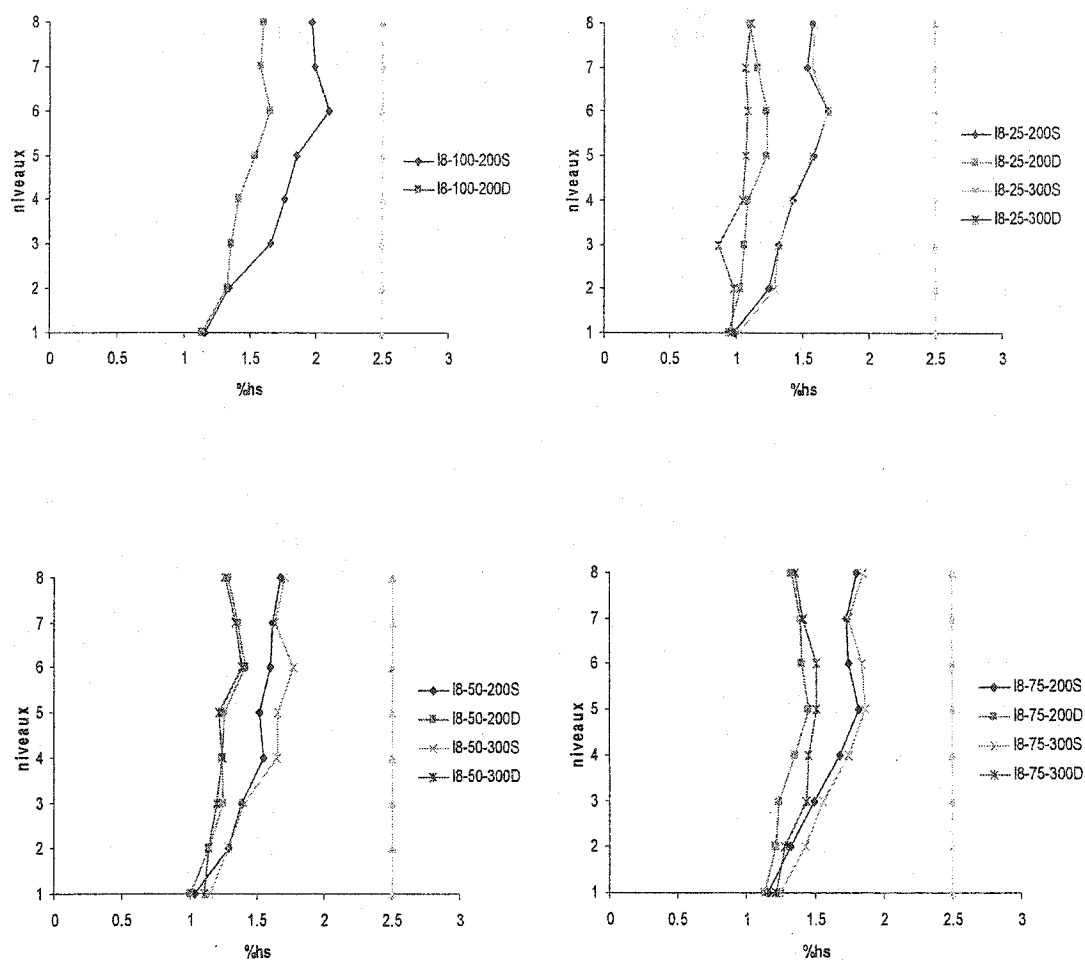
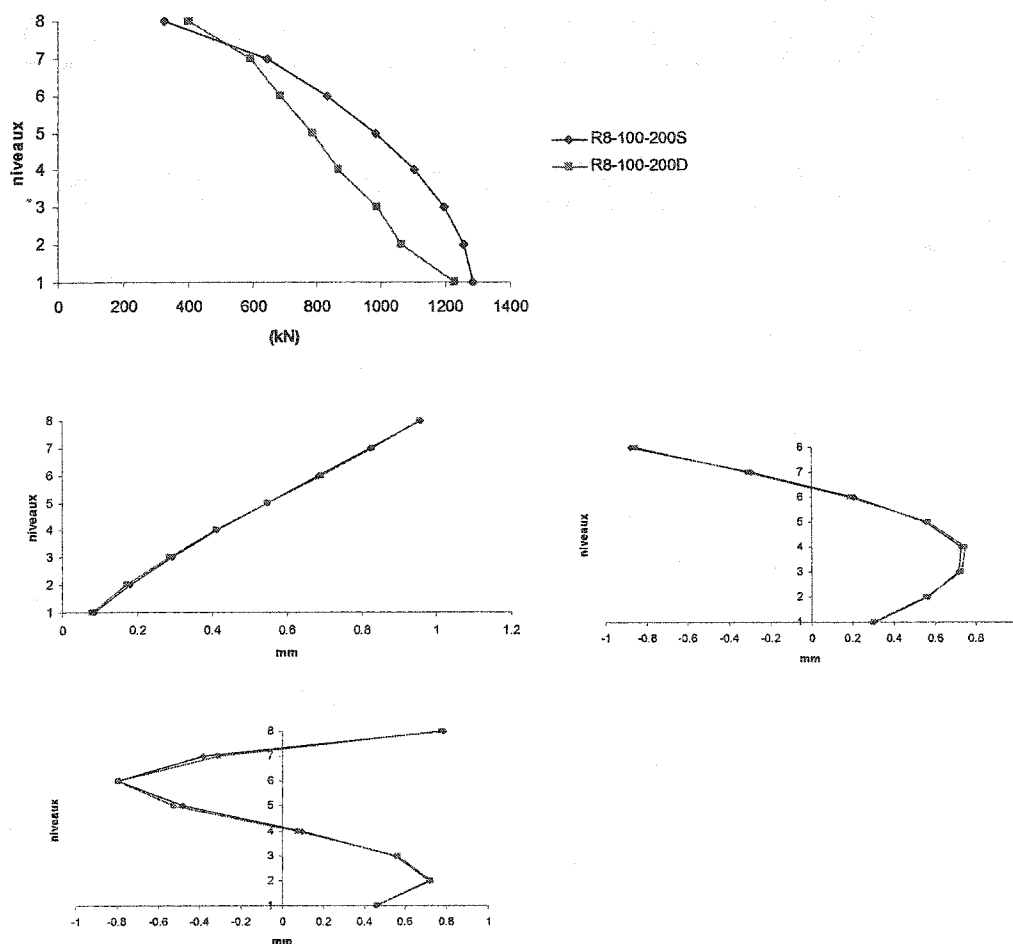
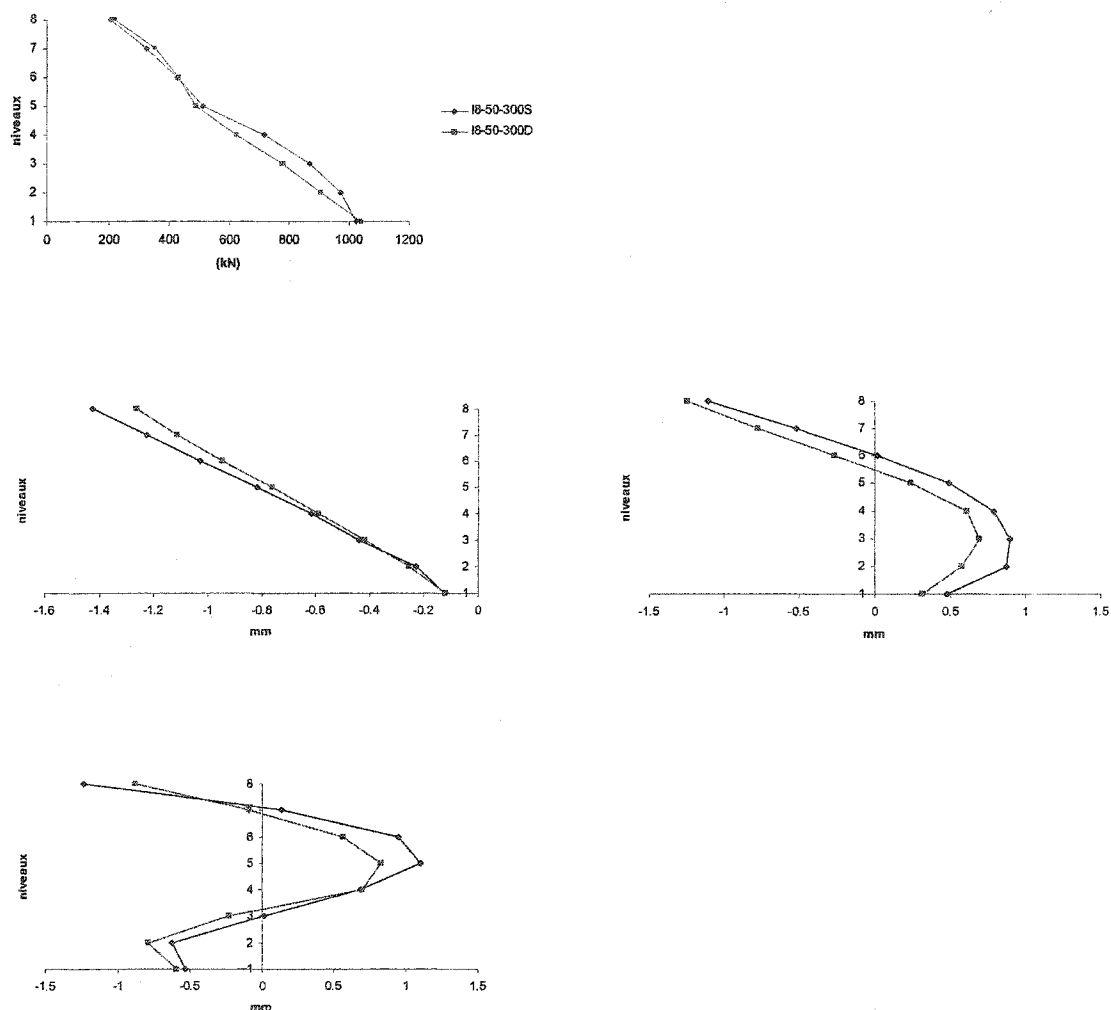


Figure 5. 8 : Déplacements inter étages obtenus par les analyses statiques pour les structures conçues avec la méthode statique et par les analyses spectrales pour les conceptions spectrales.

La méthode statique, qui prend en compte une distribution triangulaire des forces d'inertie ainsi qu'une correction pour les modes supérieurs, est dérivée de la méthode spectral (premier mode de vibration). La méthode statique est adéquate pour les bâtiments réguliers. La Figure 5.9 présente les distributions spatiales des 3 premiers modes des structures R8-100-200 et I8-50-300, ainsi que les efforts de cisaillement sur la hauteur des bâtiments suivant la méthode de conception utilisée. Il ne semble pas que la méthode statique soit adéquate pour les bâtiments irréguliers.



a) Efforts de cisaillements et représentation des trois premiers modes de R8-100-200S et R8-100-200D.



b) Effort de cisaillement et représentation des trois premiers modes de I8-50-300S et I8-50-300D

Figure 5. 9: Distribution des efforts de cisaillements et représentation des trois premiers modes pour les structures R8-100-200 et I-50-300

5.6 ANALYSES TEMPORELLES

5.6.1 Accélérogrammes

On soumet les 14 structures à un ensemble de 10 accélérogrammes intra plaque dont la magnitude, M , et la distance hypocentrale, R , correspondent aux deux scénarios M-R qui dominent l'aléa sismique pour la région de Vancouver pour une probabilité de dépassement de 2% sur 50 ans (voir Tableau 5. 7). On n'a pas inclus de séismes de type « near field » (comme A03) parce que ce type de séisme n'est pas considéré dans le calcul de l'aléa sismique au Canada. Dans le Tableau 5. 7, on donne le numéro, le séisme, la station d'enregistrement, la direction de la composante, l'accélération et la vitesse de pointe horizontale, la durée correspondant à la période de temps qui comprend entre 5% et 95% de l'énergie du signal, t_D , (Trifunac 1975), et le facteur de normalisation, NF. Les 10 accélérogrammes sont calibrés de façon à ce que leurs spectres de réponse soient similaires au spectre de conception pour la ville de Vancouver pour un amortissement de 5%. Les 10 accélérogrammes sont choisis pour reproduire les conditions de sol ferme (Catégorie C) supposées pour la conception des structures. Les spectres de réponse et les accélérogrammes calibrés des différents séismes sont représentés de la Figure 5. 10 à la Figure 5. 19. L'ensemble des accélérogrammes est constitué de 4 mouvements de sols générés artificiellement pour les conditions tectoniques de la région (S01 à S04). Leur facteur de normalisation est égale à 1.0 dans tous les cas (Tremblay et Atkinson 2001). Les 6 autres enregistrements proviennent de 4 séismes différents. Les séismes de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994) ont été sélectionnés car ils présentent des similitudes avec les séismes anticipés dans l'ouest canadien (Atkinson, 1999. Communication personnelle). Pour les deux séismes, Loma Prieta (S08 et S09) et Northridge (S06 et S07), on a retenu deux composantes d'un même enregistrement (de même pour le séisme de Loma Prieta). Le séisme de Morgan Hill (1984, S05) a été retenu pour reproduire le scénario d'un séisme plus faible à courte

distance. Celui de Western Washington (S10) s'est produit à peu de distance de Vancouver.

Tableau 5.7 :Caractéristiques des accélérogrammes

No	Événement	M	R (km)	Station	deg	PHA(g)	PHV(m/s)	t_d (s)	NF
S01	Simulated (Trial #1)	MW 6.5	30		-	0.53	0.57	8.52	1.0
S02	Simulated (Trial #4)	MW 6.5	30		-	0.39	0.31	8.52	1.0
S03	Simulated (Trial #1)	MW 7.2	70		-	0.25	0.3	18.17	1.0
S04	Simulated (Trial #2)	MW 7.2	70		-	0.26	0.24	18.17	1.0
S05	Apr. 24, 1984 Morgan Hill	MS 6.1	38	San Ysidro, Gilroy #6	90	0.29	0.37	15	0.9
S06	Jan. 17, 1994 Northridge	MW 6.7	44	Castaic, Old Ridge Rd	90	0.57	0.52	25	0.7
S07	Jan. 17, 1994 Northridge	MW 6.7	44	Castaic, Old Ridge Rd	0	0.51	0.53	40	0.7
S08	Oct. 18, 1989 Loma Prieta	MW 7.0	54	Stanford Univ.	0	0.29	0.28	39.6	1.2
S09	Oct. 18, 1989 Loma Prieta	MW 7.0	100	Presidio	90	0.2	0.34	40	1.3
S10	Apr. 13, 1949 West Wash.	MW 7.1	76	Olympia, Test Lab	86	0.28	0.17	30	1.7

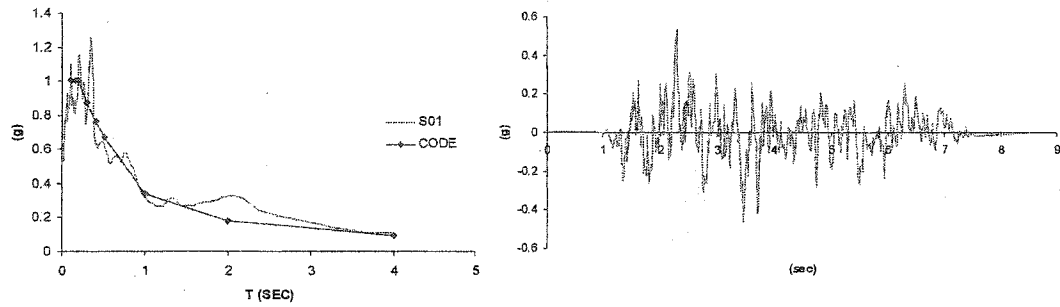


Figure 5.10 : Accélérogramme S01

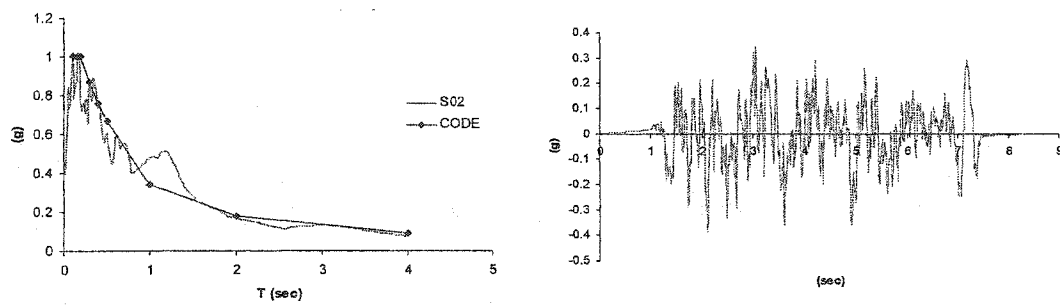


Figure 5.11 : Accélérogramme S02

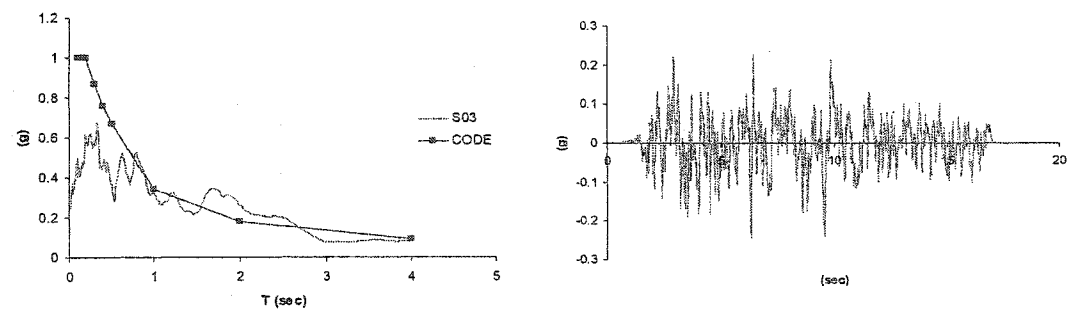


Figure 5.12 : Accélérogramme S03

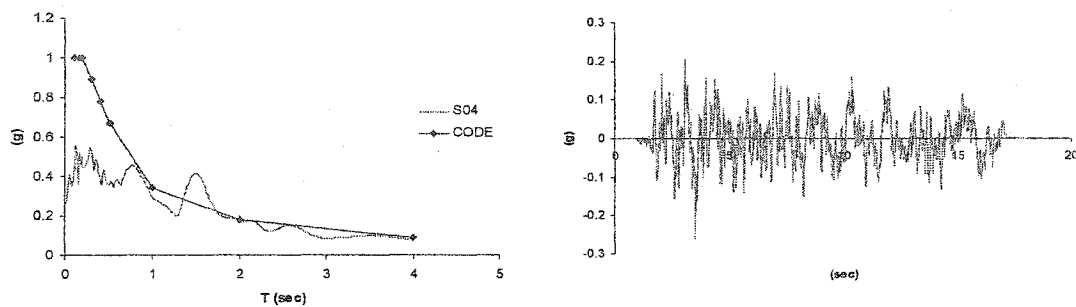


Figure 5.13 : Accélérogramme S04

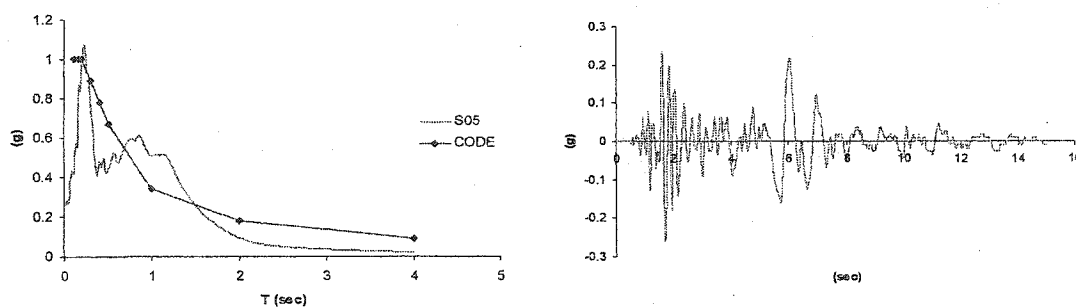


Figure 5.14 : Accélérogramme S05

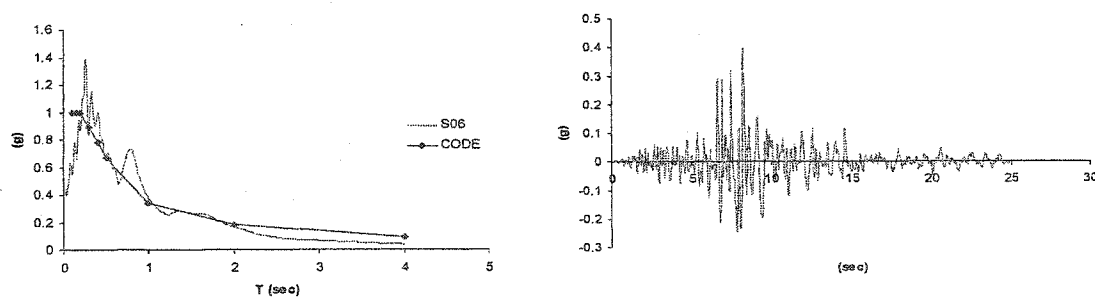


Figure 5.15 : Accélérogramme S06

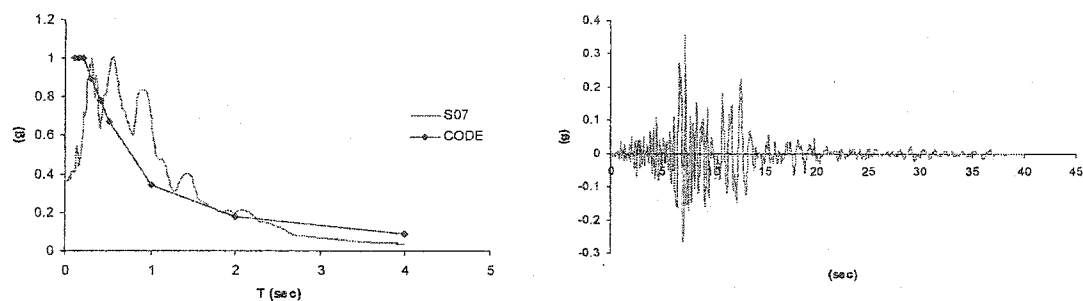


Figure 5.16 : Accélérogramme S07

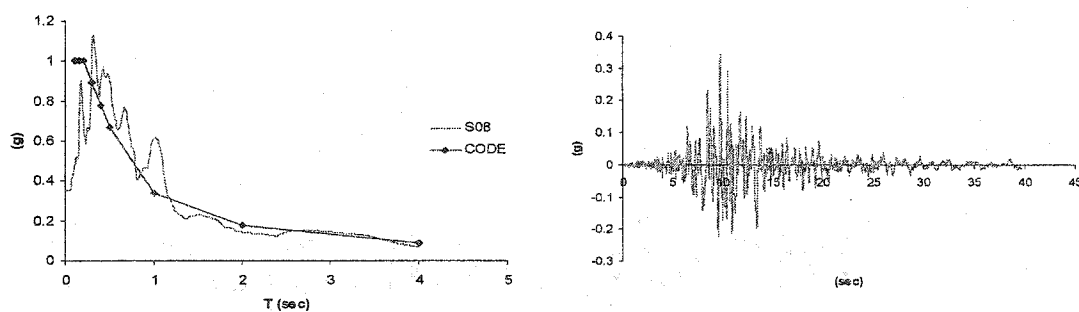


Figure 5.17 : Accélérogramme S08

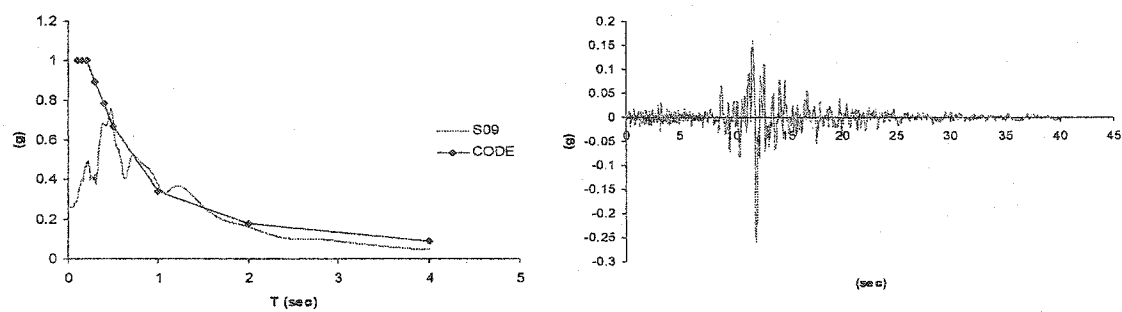


Figure 5.18 : Accélérogramme S09

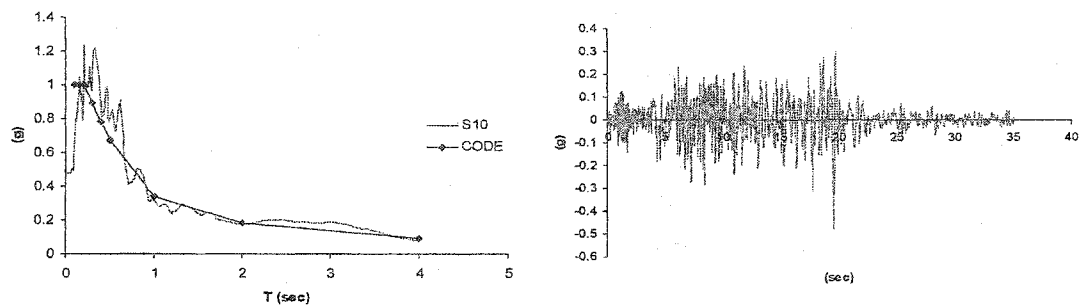


Figure 5. 19 : Accélérogrammes S10

5.6.2 Analyses temporelles linéaires

Les analyses temporelles linéaires des 14 structures étudiées pour les 10 accélérogrammes ont été effectuées avec le logiciel DRAIN-2D et reprises à l'aide du logiciel SAP 90/2000 pour fins de vérification. Le pas de temps (Δt) d'intégration pour les analyses dans SAP 2000 est de 0.02 secondes pour tous les accélérogrammes. Les pas de temps (Δt) d'intégration pour les analyses dans DRAIN-2D sont modifiés pour chaque accélérogramme (Voir Tableau 5. 8) afin d'avoir des meilleurs résultats. Ce sont les mêmes pas de temps qui sont adoptés pour les analyses non linéaires. Les résultats obtenus avec les deux logiciels sont très proches et les écarts sont de l'ordre de 5% sur les déplacements inter-étages maximum. Il est normal d'avoir de petites différences en raison de la différence des algorithmes d'intégration utilisés par les deux logiciels et par la différence du pourcentage d'amortissement dans les modes supérieurs (5% d'amortissement dans tous les modes pour SAP 2000 et 5% dans les deux premiers modes pour DRAIN-2D). Les résultats des analyses avec DRAIN-2D sont présentés sous la forme de graphique représentant Δ/h_s (en pourcentage) à chaque niveau (voir Figure 5. 22 à Figure 5. 35). Les figures sont divisées en 2 graphiques pour chaque structure étudiée. Le premier graphique représente les analyses linéaires effectuées avec les accélérogrammes simulés (S01 à S04) et le 2^{ème} graphique représente les analyses effectuées avec les 6 autres accélérogrammes (S05 à S10). Les valeurs de α et β , pour

prendre en compte l'amortissement lors des analyses dans DRAIN-2D, sont calculées à partir des périodes des deux premiers modes obtenus par l'analyse spectrales (voir Chapitre 2). Ces valeurs sont présentées dans le Tableau 5. 9.

On remarque que les déplacements inter-étages augmentent généralement avec la hauteur ($\Delta_8 > \Delta_1$). Les déplacements inter-étages plus important dans le haut des structures suggèrent que les sollicitations, lors des analyses non linéaires, seront plus importantes dans la partie supérieure des structures. De plus, la méthode de conception modifie très peu le comportement linéaire sur la hauteur d'un même type de bâtiment. Par contre, le déplacement inter-étage au niveau 8 d'une structure conçue par la méthode spectrale est réduit par rapport à un même type de structure conçue par la méthode statique équivalente. Ceci est dû au fait que les diagonales sont plus fortes au niveau 8 pour les structures conçues par la méthode spectrale. On remarque aussi que les valeurs des déplacements inter étages, Δ/h_s (%), des structures de type I8- α -300 sont supérieurs à ceux des structures de type I8- α -200. Enfin, il est impossible de déceler la hauteur de décrochage à partir de l'allure des courbes $\Delta/h_s(\%)$ versus la hauteur.

La Figure 5. 20 représente le rapport des déplacements inter-étages maximums, en fonction de la hauteur, des structures conçues par la méthode spectrale sur les structures de même type conçues par la méthode statique équivalente. On remarque que les déplacements inter-étages aux niveaux 7 et 8 sont plus grands pour les structures conçues avec la méthode statique équivalente. Les déplacements inter-étages maximums sont en générales plus grands pour les conceptions spectrales au centre des structures, sauf pour les structures de type I8-75-200 et R8-100-200 pour lesquelles les valeurs des déplacements inter-étages de la conception statique sont proches de celle de la conception spectrales. En moyenne, les déplacements inter-étages maximum sont très proches entre deux structures de même type conçues par la méthode statique ou spectrale.

La Figure 5. 21 représente le rapport des déplacements inter-étages maximum, en fonction de la hauteur, des structures ayant une irrégularité de masse de 300% sur les structures ayant la même hauteur de décrochage, la même méthode de conception et

une irrégularité de masse de 200%. On remarque que les déplacements inter-étages des structures ayant une irrégularité de masse de 300% sont plus grands que ceux des structures ayant une irrégularité de masse de 200% sauf pour les structures I8-25-300 et I8-25-200 conçues par la méthode spectrale. En moyenne, les déplacements inter-étages maximum sont très proches entre deux structures ayant la même hauteur de décrochage mais une irrégularité de masse différente.

Tableau 5. 8: Valeurs des Δt utilisé dans DRAIN-2D pour les 10 accélérogrammes

No	Δt dans DRAIN-2D
S01	0.0001
S02	0.0005
S03	0.0005
S04	0.0005
S05	0.00025
S06	0.0005
S07	0.0005
S08	0.0005
S09	0.0005
S10	0.0004

Tableau 5. 9 : Valeurs de α et β des 14 structures étudiées

STRUCTURES	T1 (sec)	T2 (sec)	ω_1	ω_2	α	β
R8-100-200S	1.749	0.590	3.592	10.648	0.26862	0.00702
R8-100-200D	1.772	0.596	3.545	10.542	0.26528	0.00710
I8-25-200S	1.515	0.549	4.148	11.438	0.30441	0.00642
I8-25-200D	1.591	0.563	3.948	11.162	0.29166	0.00662
I8-50-200S	1.499	0.595	4.192	10.552	0.30003	0.00678
I8-50-200D	1.546	0.603	4.064	10.422	0.29241	0.00690
I8-75-200S	1.599	0.582	3.929	10.791	0.28802	0.00679
I8-75-200D	1.598	0.575	3.931	10.932	0.28915	0.00673
I8-25-300S	1.434	0.560	4.381	11.225	0.31512	0.00641
I8-25-300D	1.499	0.565	4.193	11.127	0.30453	0.00653
I8-50-300S	1.454	0.628	4.322	10.010	0.30184	0.00698
I8-50-300D	1.467	0.626	4.284	10.030	0.30018	0.00699
I8-75-300S	1.595	0.586	3.940	10.722	0.28812	0.00682
I8-75-300D	1.610	0.582	3.902	10.795	0.28659	0.00680

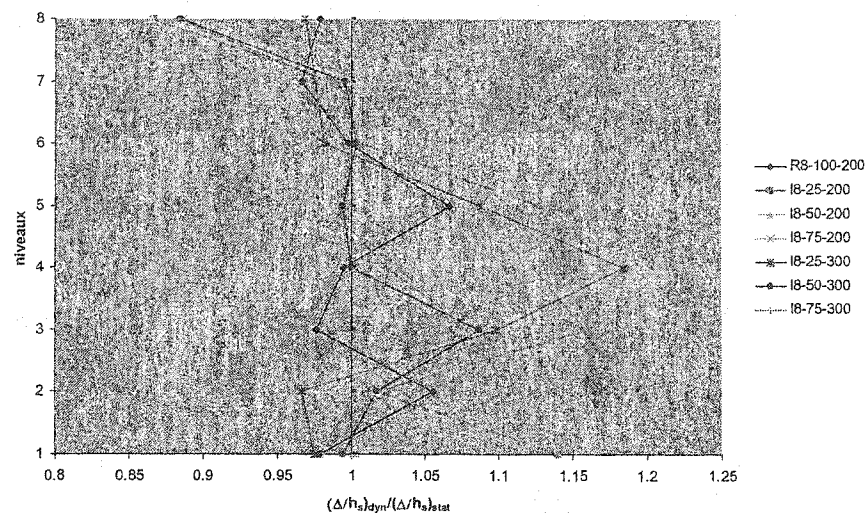


Figure 5. 20 : Rapports des Δ/h_s des bâtiments conçus par la méthode spectrale sur les Δ/h_s des bâtiments de mêmes type conçus par la méthode statique

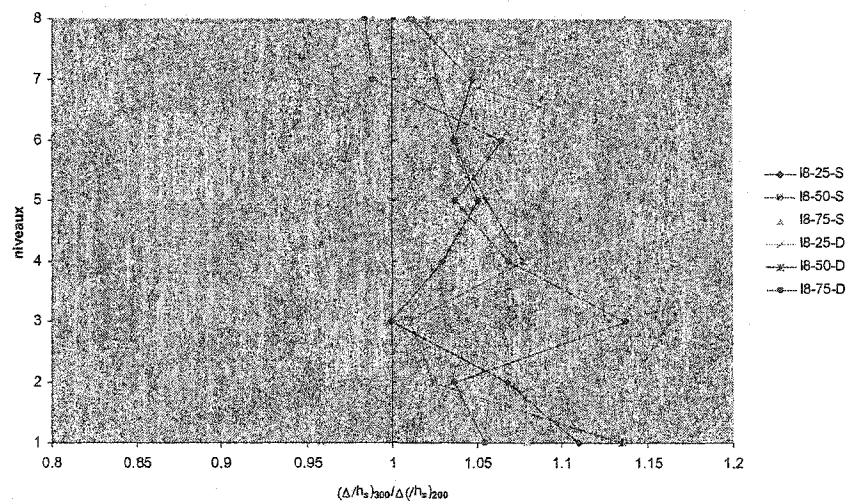


Figure 5. 21 : Rapports des Δ/h_s des bâtiments avec une irrégularité de masse de 300% sur les Δ/h_s des bâtiments avec une irrégularité de masse de 200% ayant la même hauteur de décrochage et la même méthode de conception

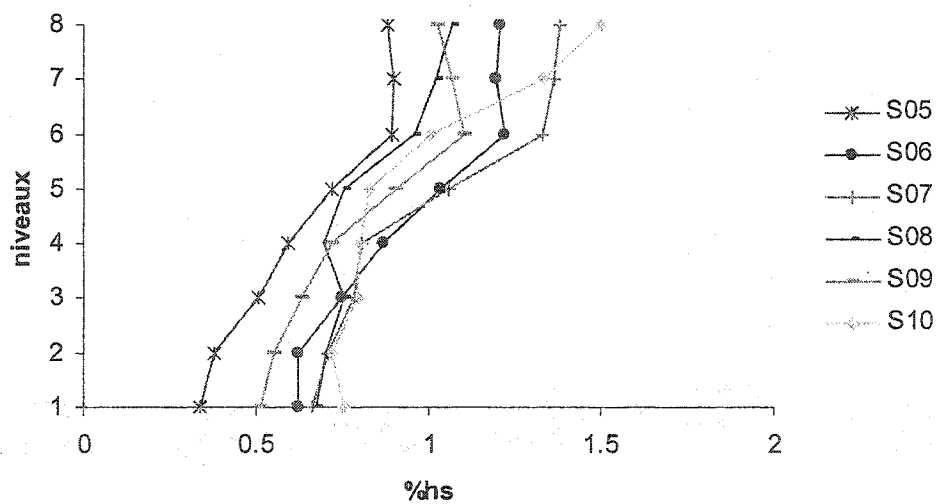
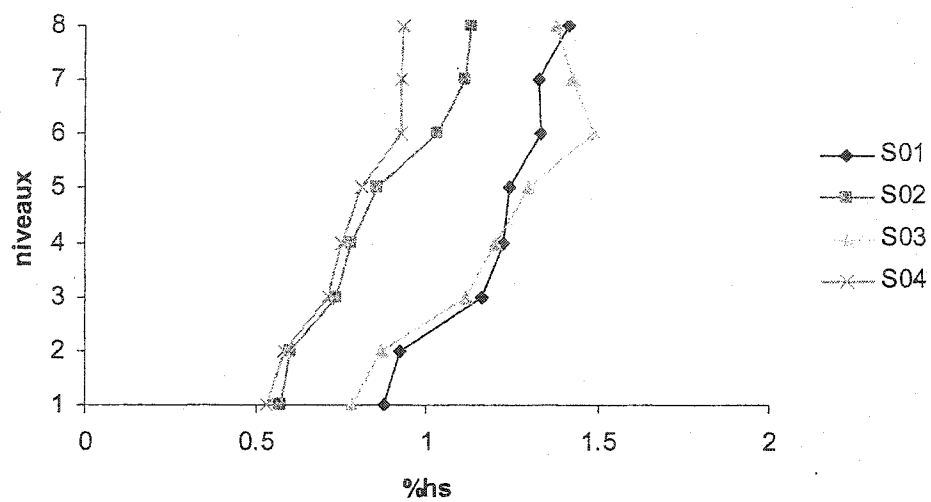


Figure 5. 22 : Δ/h_s (%) pour R8-100-200S, analyses linéaires

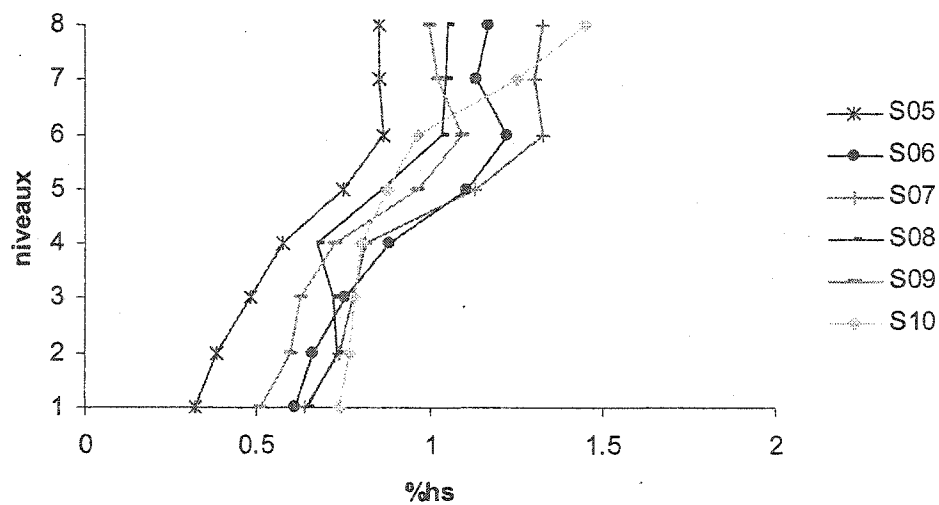
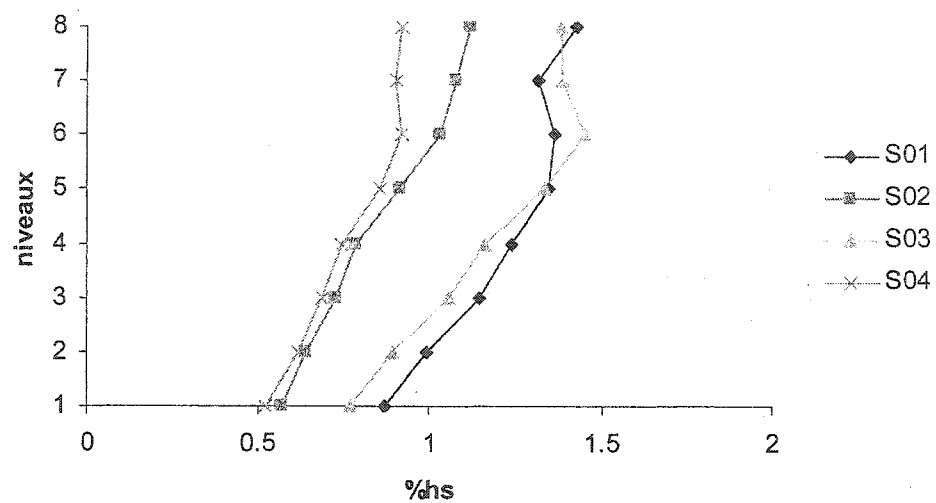


Figure 5. 23 : Δ/h_s (%) pour R8-100-200D, analyses linéaires

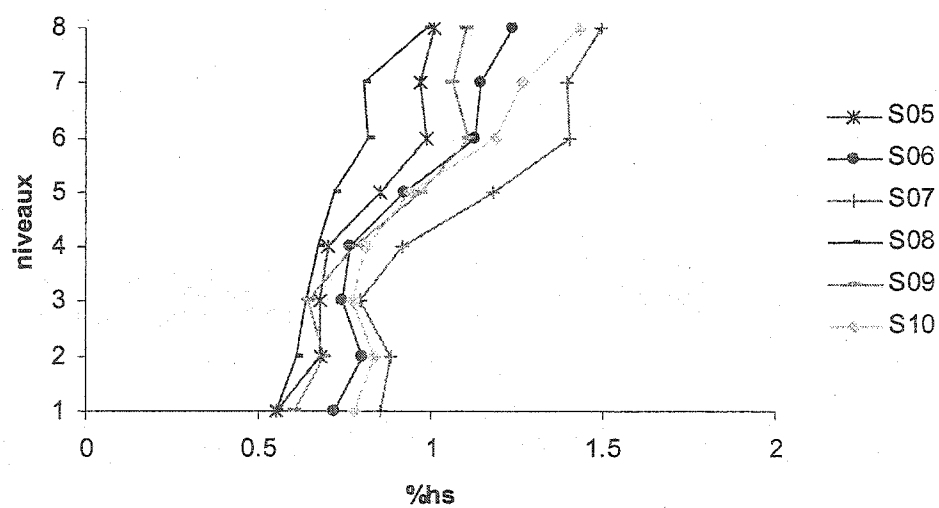
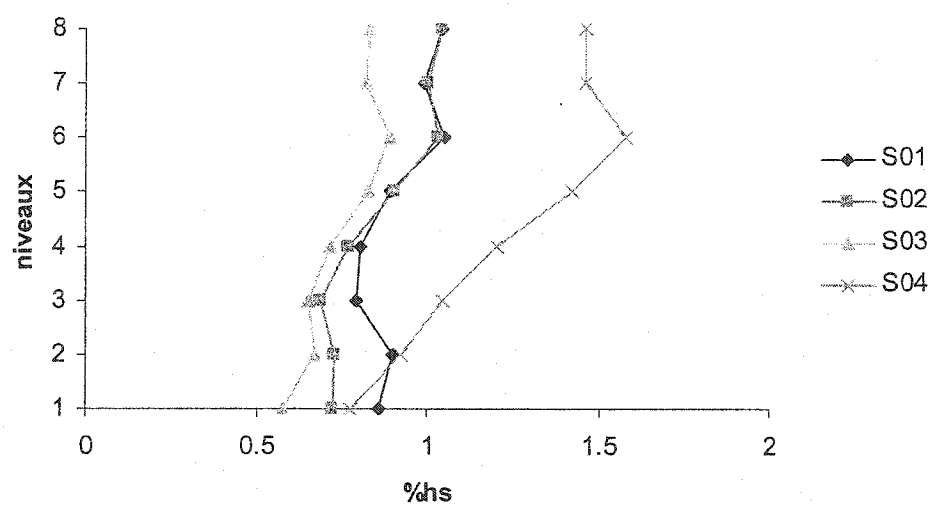


Figure 5. 24 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-200S, analyses linéaires

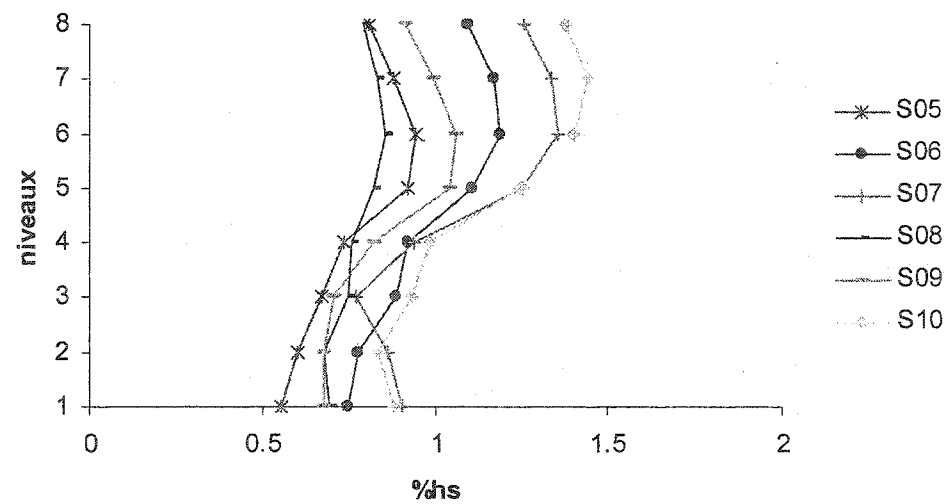
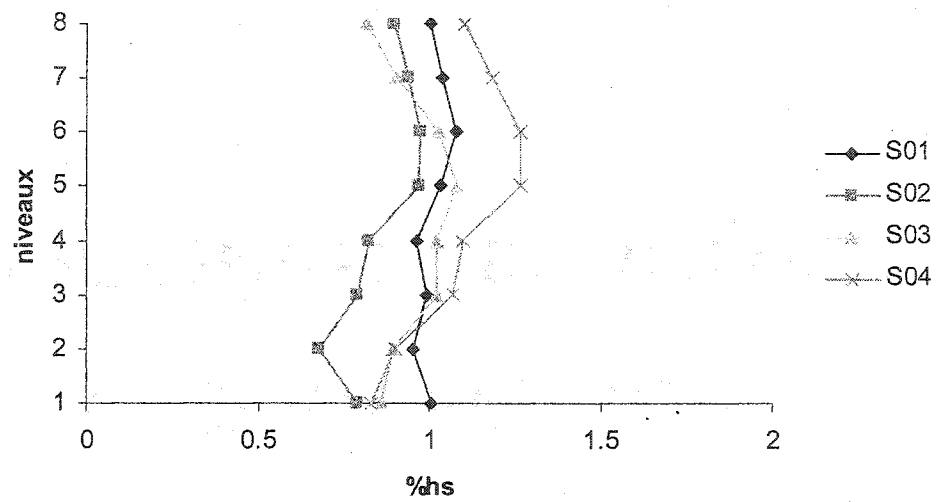


Figure 5. 25 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-200D, analyses linéaires

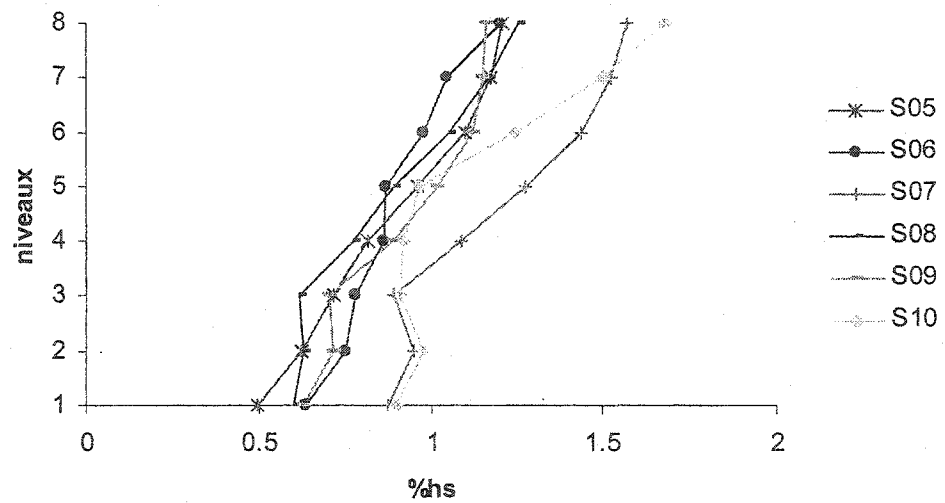
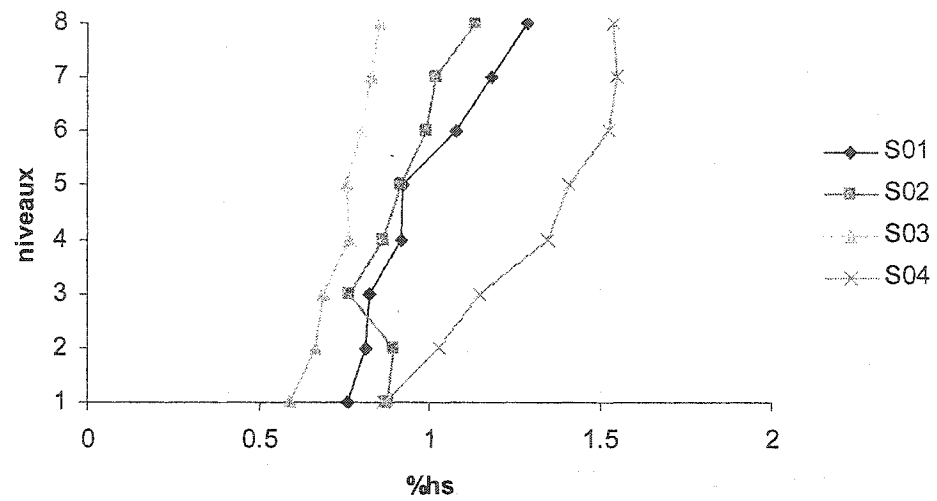


Figure 5. 26 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-200S, analyses linéaires

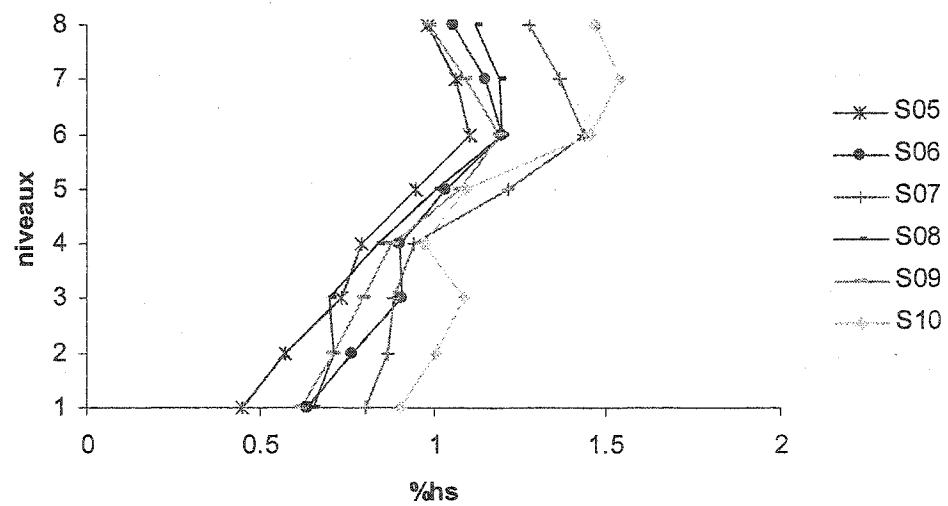
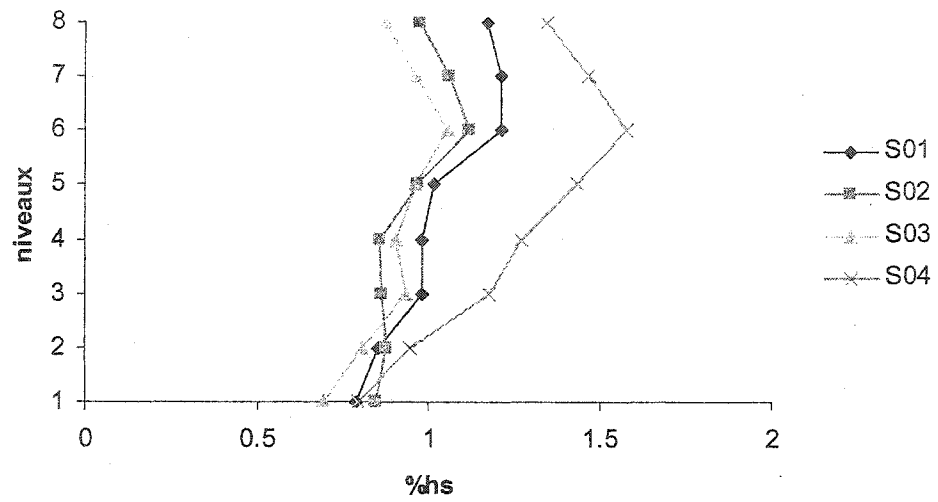


Figure 5. 27 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-200D, analyses linéaires

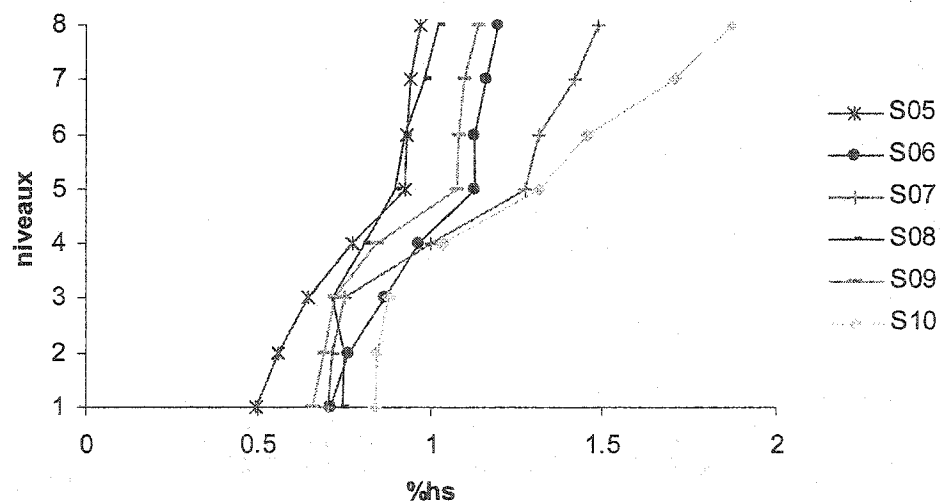
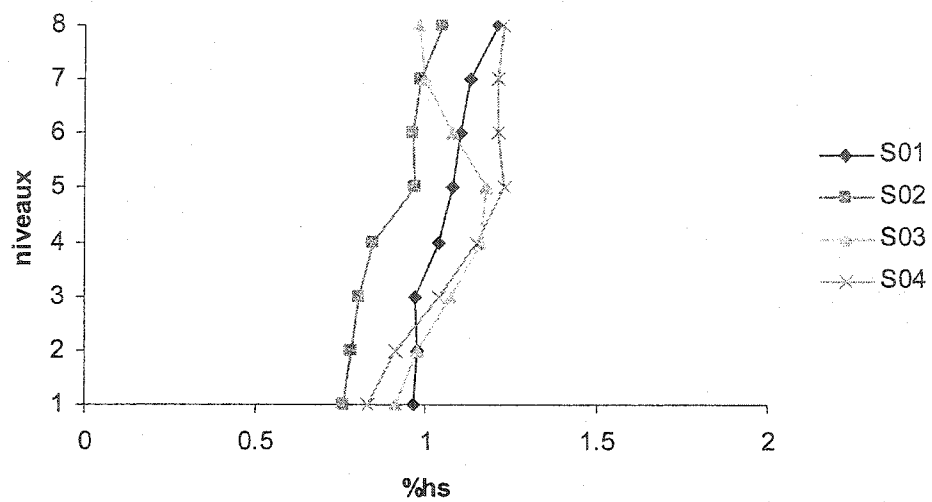


Figure 5. 28 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-200S, analyses linéaires

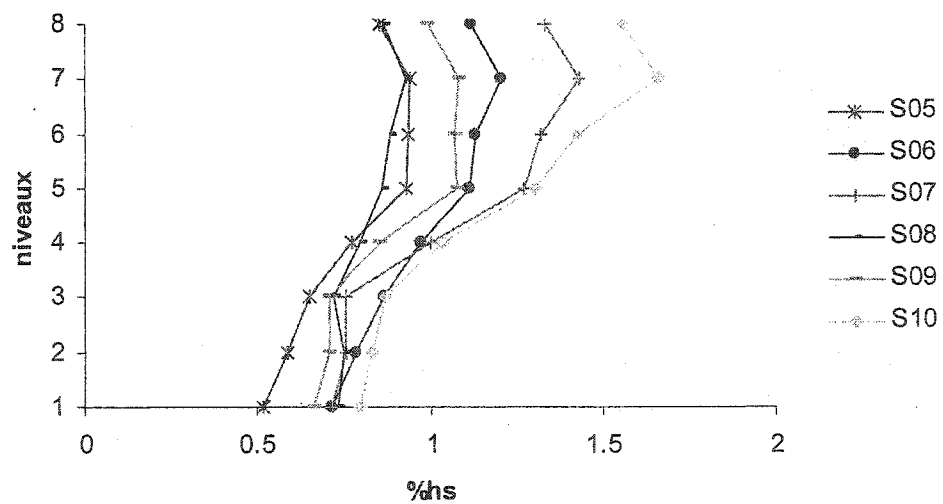
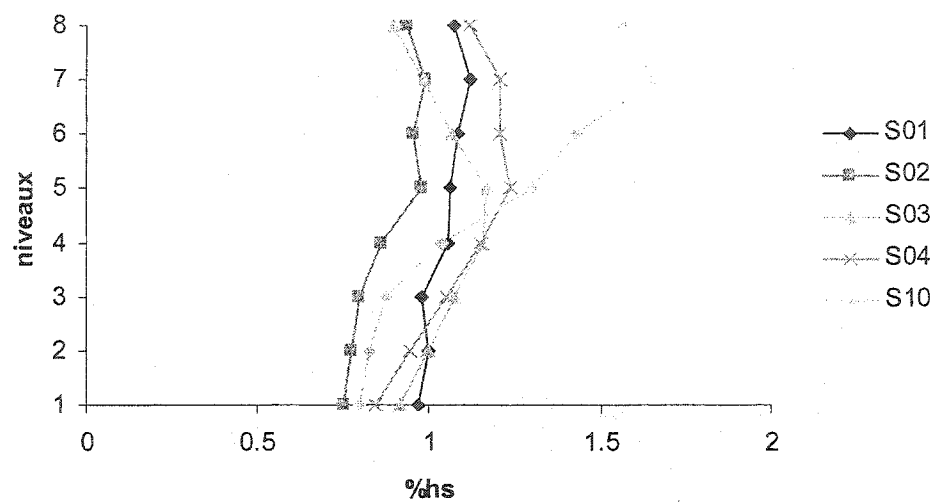


Figure 5. 29 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-200D, analyses linéaires

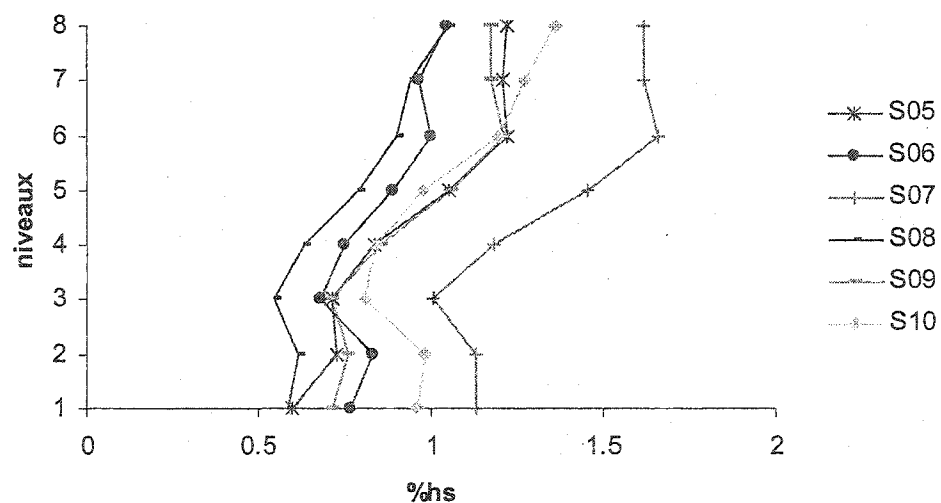
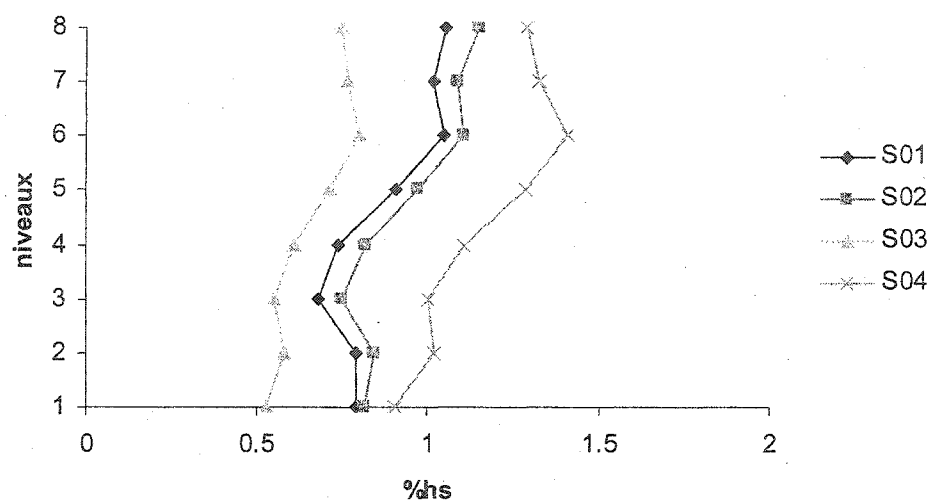


Figure 5.30 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-300S, analyses linéaires

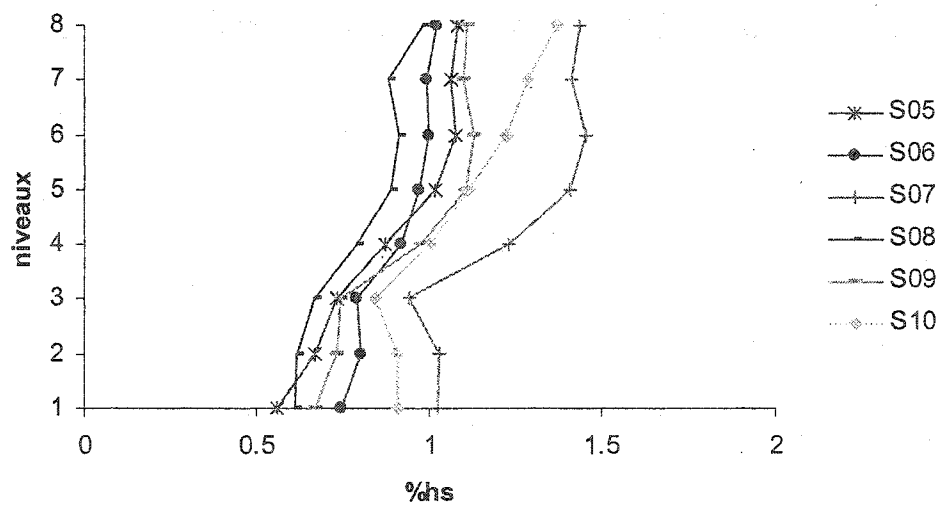
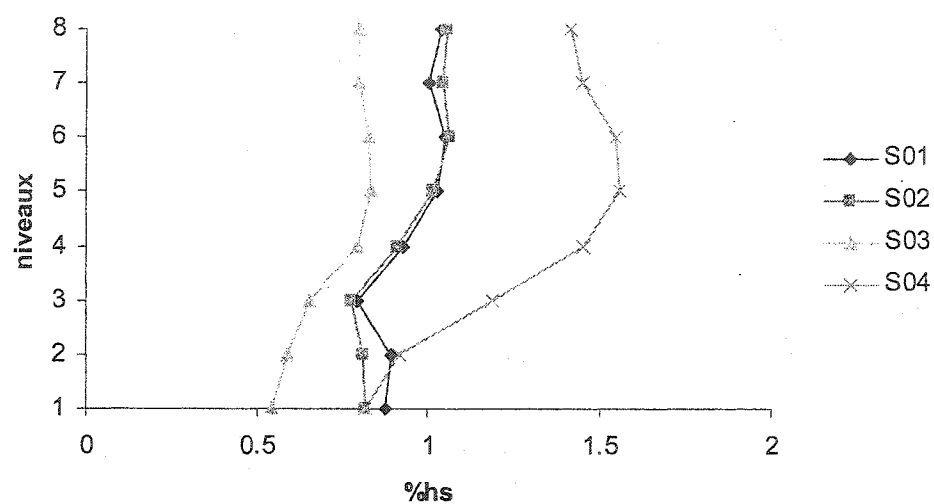


Figure 5.31 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-25-300D, analyses linéaires

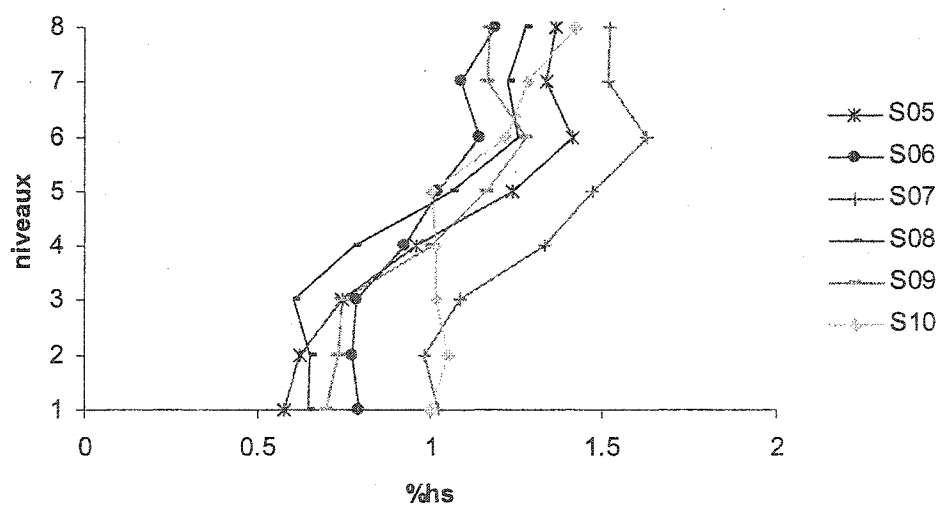
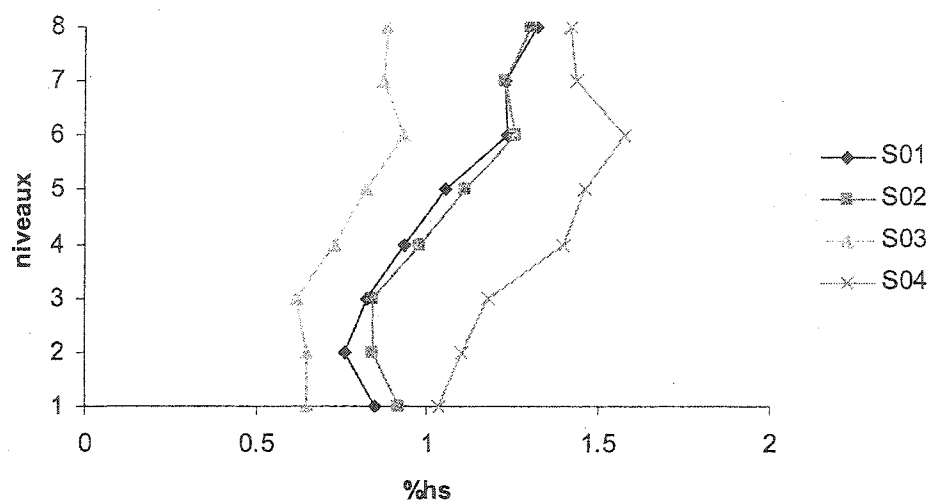


Figure 5. 32 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-300S, analyses linéaires

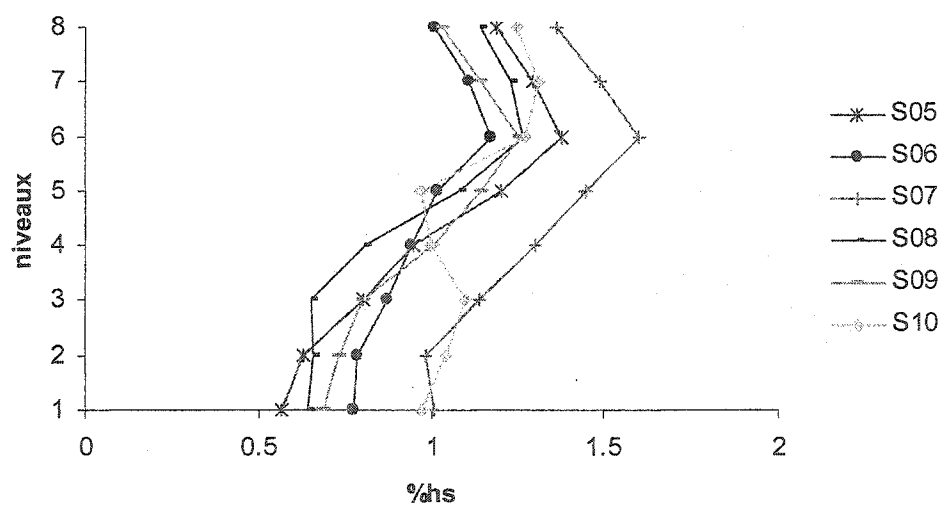
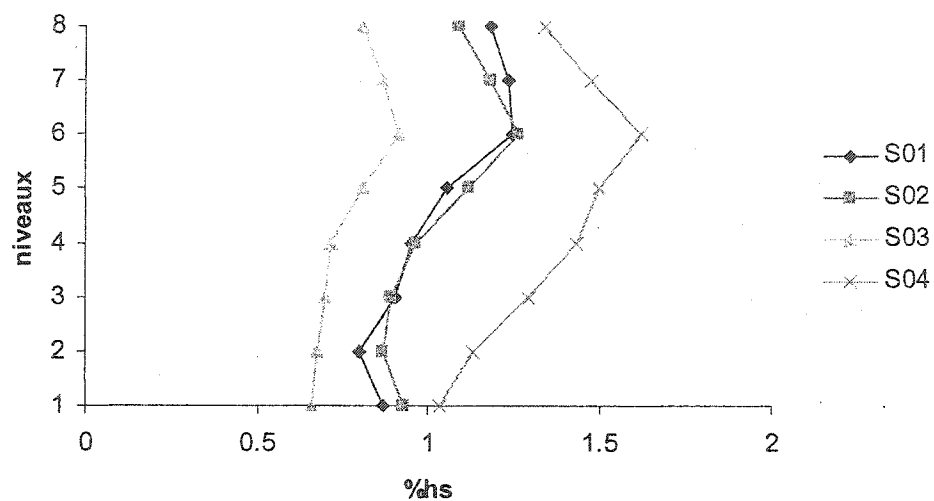


Figure 5. 33 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-50-300D, analyses linéaires

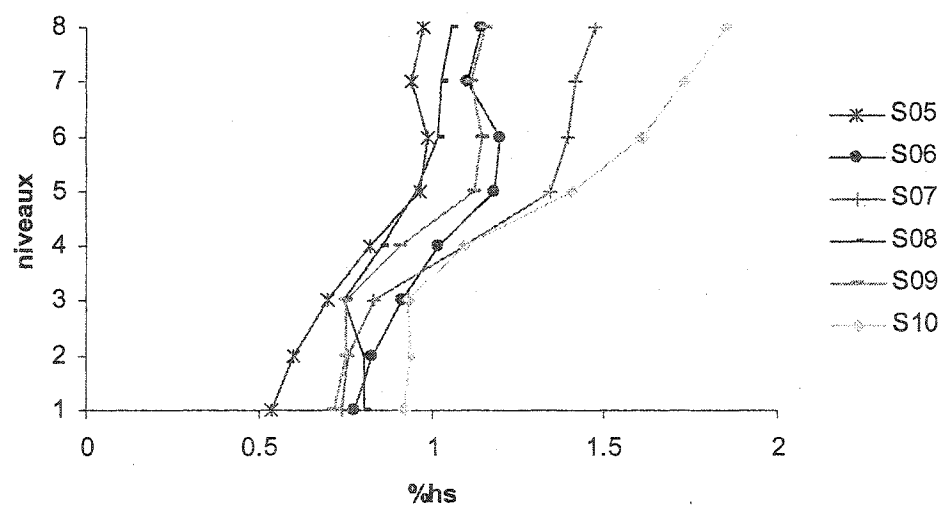
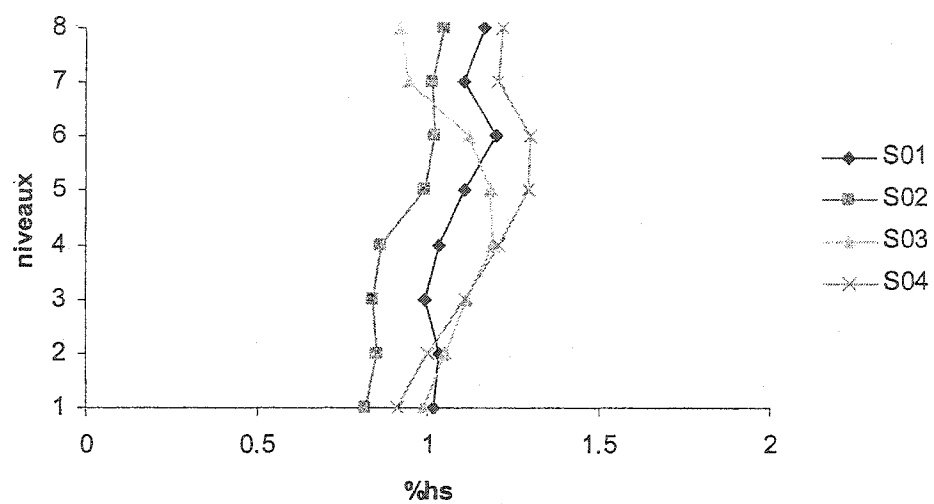


Figure 5. 34 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-300S, analyses linéaires

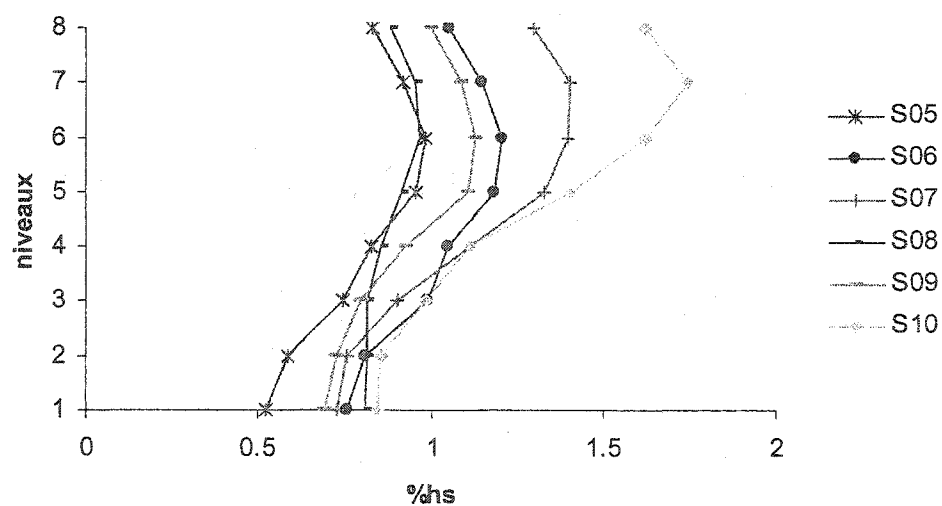
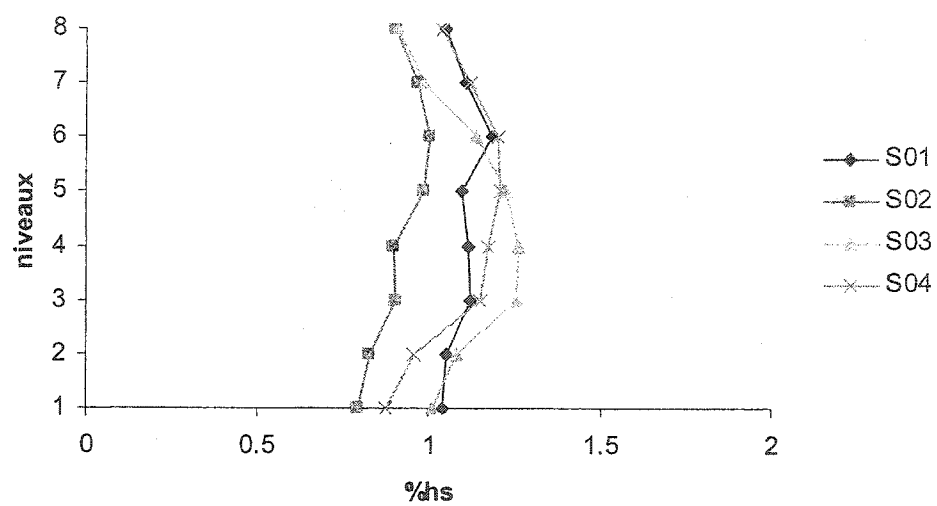


Figure 5. 35 : $\Delta/h_s(\%)$ pour I8-75-300D, analyses linéaires

5.6.3 Analyse temporelles non linéaires

5.6.3.1 Analyse avec les accélérogrammes normalisés (SF=1)

Les analyses temporelles non linéaires sont effectuées avec DRAIN-2D. Pour chaque bâtiment on effectue les analyses non linéaires pour les 10 accélérogrammes normalisés (SF=1.0). On présente dans un premier temps la ductilité en compression et en traction pour SF=1.0 (de la Figure 5. 38 à la Figure 5. 51). La ductilité est calculée en divisant les déformations axiales maximums dans les diagonales par δ_y , avec $\delta_y = F_y * L / E$, L étant la longueur de la diagonale. Pour chaque bâtiment, on représente les ductilités sur un même graphique pour les 10 séismes (les étages étant l'ordonnée), les ductilités en compression à gauche (valeurs négatives) et les ductilités en tension à droite (valeurs positives). Le Tableau 5. 10 met en évidence les demandes en ductilités maximales dues aux 10 accélérogrammes sur la hauteur des 14 structures. On a pris les ductilités maximales sur les 8 niveaux des structures pour chaque séisme, puis on a déterminé le minimum, le maximum et la moyenne de ces valeurs pour les 10 accélérogrammes. Les ductilités en compression sont légèrement supérieures car lors de l'analyse, les charges statiques sont appliquées avant les charges dynamiques. Les ductilités obtenues sont raisonnables, variant entre 2.6 et 4.0. Quelque soit la méthode de conception, la ductilité maximale augmente avec la hauteur de décrochage (0.25H, 0.50H, 0.75H).

On remarque une concentration de la demande inélastique à différents niveaux selon les bâtiments. Ces concentrations ne semblent pas avoir de rapport avec la hauteur de décrochage de la masse des niveaux. Pour les structures de type I8- α -200, on remarque une plus forte demande dans le haut des structures. Pour les structures I8-50-200S et I8-75-200D, il y a une forte demande au 1^{er} niveau. Pour presque toutes les structures, les concentrations de la demande inélastique interviennent aux niveaux où le rapport C_f/C_r dans les diagonales était le plus élevé dans la structure. Pour les structures du même type conçues par la méthode spectrale, ces concentrations se font au 5^{ième} ou au 6^{ième} étage. Pour les structures de type I8- α -300, les concentrations de la demande en ductilité sont

aux 1^{er} ou au 8^{ième} niveau, sauf pour les bâtiments I8-25-300D et I8-75-300D où les concentrations se situent au 5^{ième} niveau.

On remarque que les demandes en ductilités sont un peu plus importantes pour les structures de type I8- α -300 par rapport aux structures de type I8- α -200, sauf pour I8-25-200 et I8-25-300, mais elles restent assez proches. On remarque aussi que les valeurs des demandes maximales en ductilités sont semblables pour les deux méthodes de conception pour un même type de structure sauf pour les structures de type I8-75-200 et I8-75-300, où les conceptions par la méthode statique équivalente donnent des ductilité maximales beaucoup plus grandes que pour les conceptions par la méthode spectrale. On remarque aussi que les accélérogrammes S01 (en bas) et S04 sont souvent les plus critiques.

Tableau 5. 10: Minimum, maximum et moyenne de la demande en ductilité maximale sur la hauteur des structures

	Compression			Tension		
	Minimum	Maximum	Moyenne	Minimum	Maximum	Moyenne
R8-100-200S	1.674	5.851	3.074	0.985	5.344	2.605
R8-100-200D	1.443	5.758	2.856	1.057	5.286	2.424
I8-25-200S	1.535	5.608	2.894	1.116	5.177	2.453
I8-25-200D	1.092	5.808	2.816	0.881	5.404	2.457
I8-50-200S	1.911	5.668	3.484	1.486	5.365	3.033
I8-50-200D	1.177	5.866	3.054	0.942	5.449	2.641
I8-75-200S	1.822	8.276	3.561	1.397	7.971	3.073
I8-75-200D	1.417	4.536	3.093	1.173	4.058	2.586
I8-25-300S	1.474	3.964	2.619	0.958	3.616	2.193
I8-25-300D	1.823	4.760	2.990	1.520	4.346	2.608
I8-50-300S	1.548	6.828	4.009	1.058	6.453	3.538
I8-50-300D	1.045	7.092	4.025	0.842	6.713	3.570
I8-75-300S	1.937	7.199	4.037	1.289	6.912	3.520
I8-75-300D	1.449	4.320	3.397	1.199	3.797	2.897

Le Tableau 5. 11 et la Figure 5. 36 représentent l'effet de l'irrégularité d'une structure sur la demande en ductilité. On représente le rapport, avec les valeurs du Tableau 5. 10, de la demande en ductilité maximale (moyenne) en compression dans les diagonales des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur la demande en ductilité maximale (moyenne) en compression dans les diagonales de la structure régulière conçues avec la méthode statique. On remarque que les demandes en ductilité maximales et moyennes des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sont plus importantes que les demandes en ductilité maximale et moyenne de la structure R8-100-200S, sauf pour les structures I8-25-200S et I8-25-300S. Plus la hauteur de discontinuité augmente, plus la demande en ductilité des structures irrégulières augmentent par rapport à celle de la structure R8-100-200S. Les structures irrégulières conçues avec la méthode statique semblent se comporter moins bien que la structure régulière lorsque la hauteur de discontinuité de masse est de $0.50H$ et $0.75H$.

Le Tableau 5. 12 et la Figure 5. 37 représentent l'effet de la méthode de conception sur la demande en ductilité. On représente le rapport, avec les valeurs du Tableau 5. 10, de la demande en ductilité maximale (moyenne) en compression dans les diagonales des structures conçues avec la méthode spectrale sur la demande en ductilité maximale (moyenne) dans les diagonales des structures de même type conçues par la méthode statique équivalente. On remarque que la demande en ductilité moyenne des structures conçues par la méthode spectrale est moins importante que celle des structures de même type conçues par la méthode statique sauf pour les structures de type I8-25-300. De plus, plus la hauteur des discontinuités de masse augmente, plus la différence de la demande en ductilité entre les structures conçues avec la méthode spectrale et les structures conçues avec la méthode statique augmente. Plus la hauteur de décrochage augmente, plus la méthode de conception spectrale semble améliorer le comportement de la structure par rapport à la méthode de conception statique.

Tableau 5. 11 : Effet de l'irrégularité sur la demande en ductilité

	Compression	
	Maximum	Moyenne
$\mu_{I8-25-200S}/\mu_{R8-100-200S}$	0.959	0.942
$\mu_{I8-50-200S}/\mu_{R8-100-200S}$	0.969	1.133
$\mu_{I8-75-200S}/\mu_{R8-100-200S}$	1.414	1.159
$\mu_{I8-25-300S}/\mu_{R8-100-200S}$	0.678	0.852
$\mu_{I8-50-300S}/\mu_{R8-100-200S}$	1.167	1.304
$\mu_{I8-75-300S}/\mu_{R8-100-200S}$	1.230	1.313

Tableau 5. 12 : Effet de la méthode de conception sur la demande en ductilité

	Compression	
	Maximum	Moyenne
$\mu_{R8-100-200D}/\mu_{R8-100-200S}$	0.984	0.929
$\mu_{I8-25-200D}/\mu_{I8-25-200S}$	1.036	0.973
$\mu_{I8-50-200D}/\mu_{I8-50-200S}$	1.035	0.877
$\mu_{I8-75-200D}/\mu_{I8-75-200S}$	0.548	0.869
$\mu_{I8-25-300D}/\mu_{I8-25-300S}$	1.201	1.142
$\mu_{I8-50-300D}/\mu_{I8-50-300S}$	1.039	1.004
$\mu_{I8-75-200D}/\mu_{I8-75-300S}$	0.600	0.842

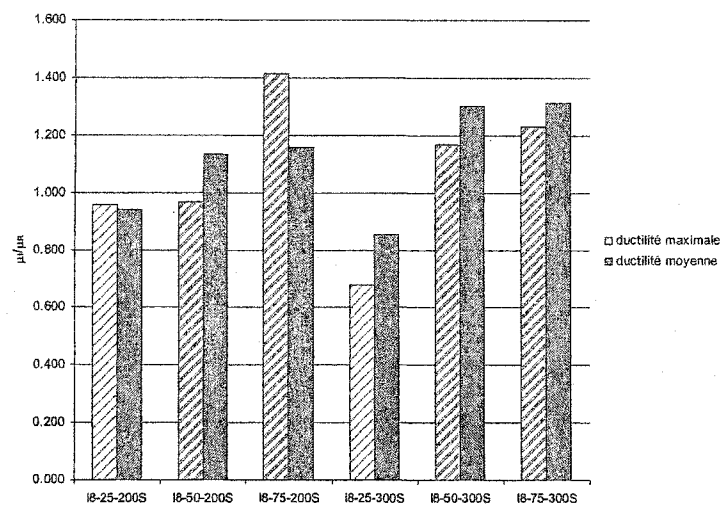


Figure 5. 36 : Effet de l'irrégularité sur la demande moyenne et maximale en ductilité

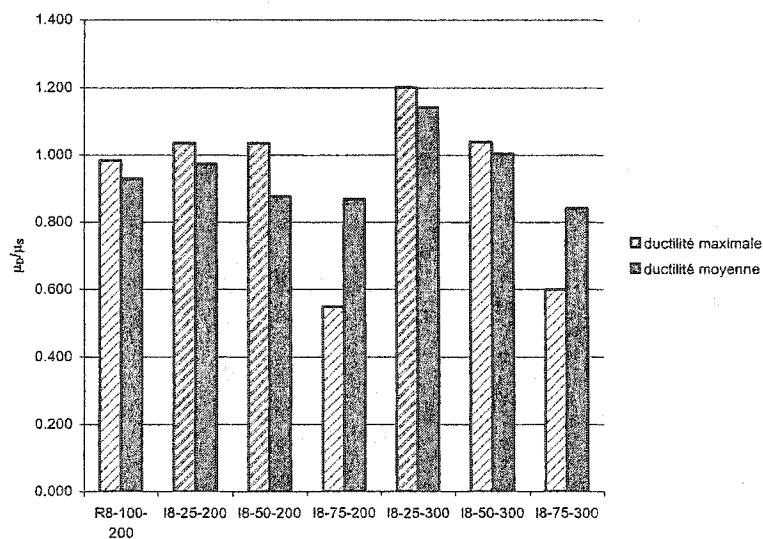


Figure 5. 37 : Effet de la méthode de conception sur la demande moyenne et maximale en ductilité

On représente, en *Annexe 5-3*, les déplacements inter-étages de pointe à chaque étage des 14 structures obtenus des analyses non linéaires avec les 10 accélérogrammes. Les statistiques sont présentées au Tableau 5. 12. Les déplacements inter étages maximums sur la hauteur des structures se situent aux mêmes niveaux que ceux où l'on obtient les plus grande concentration de demande en ductilité. Les demandes en ductilités et les déplacements inter étages suivent les mêmes tendances. On remarque que pour chaque type de structure, quelque soit la méthode de conception, les valeurs des déplacements inter étages de pointes sont comparables. On représente dans le Tableau 5. 1 les valeurs minimales, maximales et les moyennes des déplacements inter-étages de pointe maximums sur la hauteur des structures pour chaque bâtiment soumis aux 10 accélérogrammes. On remarque qu'en moyenne, les déplacements inter étages sont inférieurs $2.5\%h_s$. Par contre, les déplacements inter étages de pointes maximums lorsque l'on prend en compte tous les accélérogrammes sont presque tous supérieurs à $2.5\%h_s$ (sauf pour I8-75-200D, I8-25-300S, I8-25-300D et I8-75-300D). On remarque que les structures de même type mais de conception différentes ont des résultats très proche sauf les structures de type I8-75-200 et I8-75-300.

Tableau 5. 13: Minimum, maximum et moyenne des déplacements inter-étages de pointe maximums sur la hauteur des structures pour chaque bâtiment soumis aux 10 accélérogrammes

	Δ Minimum (%h _s)	Δ Maximum (%h _s)	Δ Moyenne (%h _s)
R8-100-200S	1.020	2.688	1.705
R8-100-200D	1.054	2.582	1.578
I8-25-200S	0.909	2.514	1.460
I8-25-200D	0.934	2.547	1.600
I8-50-200S	0.802	2.718	1.568
I8-50-200D	0.870	2.604	1.468
I8-75-200S	0.896	3.729	1.647
I8-75-200D	0.752	2.083	1.301
I8-25-300S	0.992	2.123	1.451
I8-25-300D	0.891	2.122	1.487
I8-50-300S	0.909	2.921	1.808
I8-50-300D	1.062	3.037	1.783
I8-75-300S	1.011	3.296	1.694
I8-75-300D	0.864	1.950	1.367

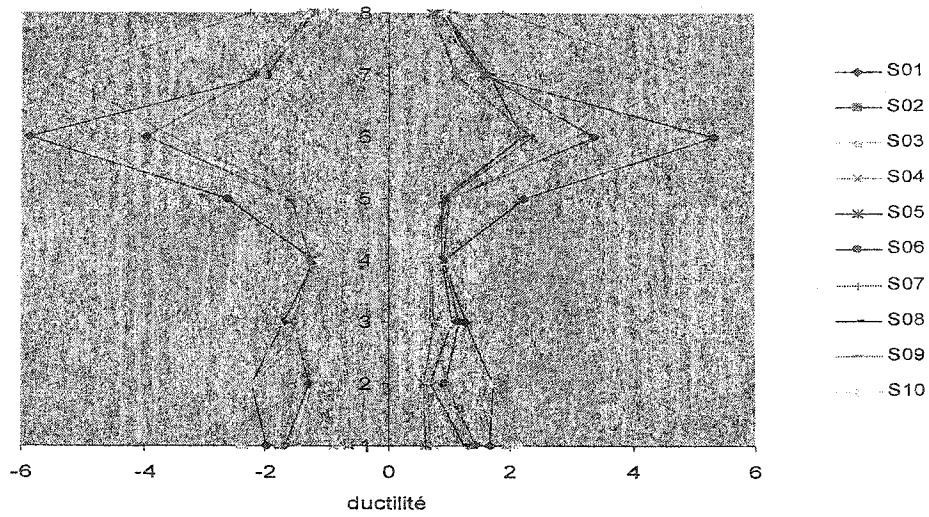


Figure 5.38 : Ductilité du bâtiment R8-100-200S pour les 10 accélérogrammes

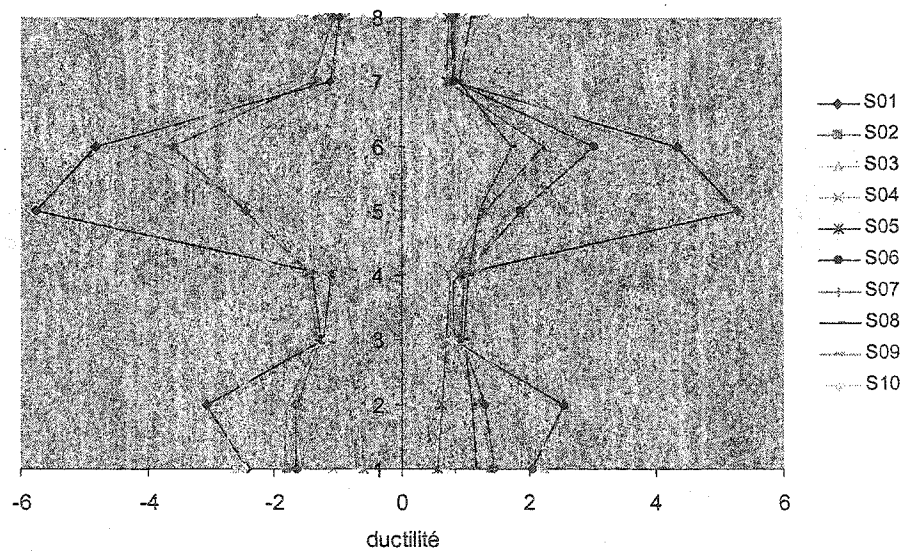


Figure 5.39: Ductilité du bâtiment R8-100-200D pour les 10 accélérogrammes

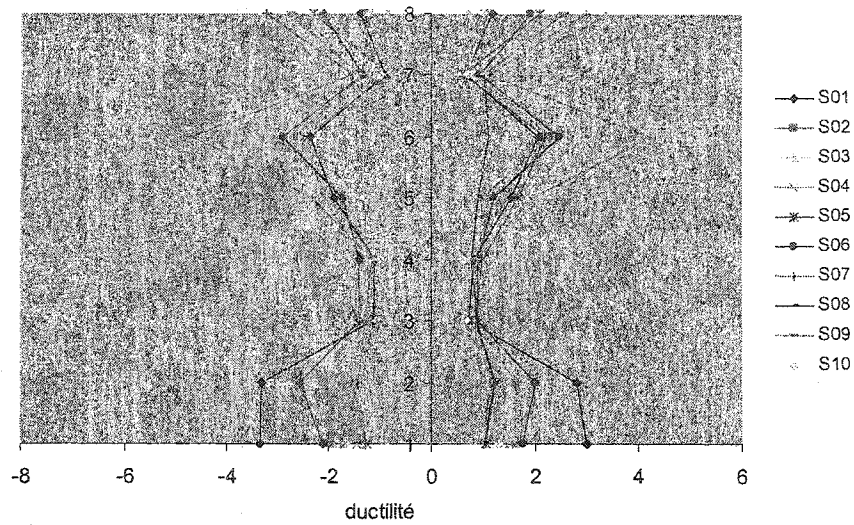


Figure 5. 40: Ductilité du bâtiment I8-25-200S pour les 10 accélérogrammes

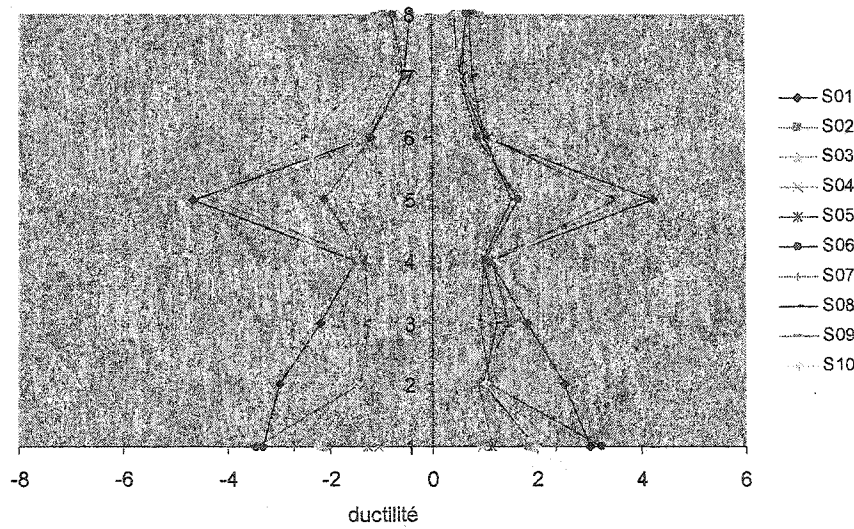


Figure 5. 41: Ductilité du bâtiment I8-25-200D pour les 10 accélérogrammes

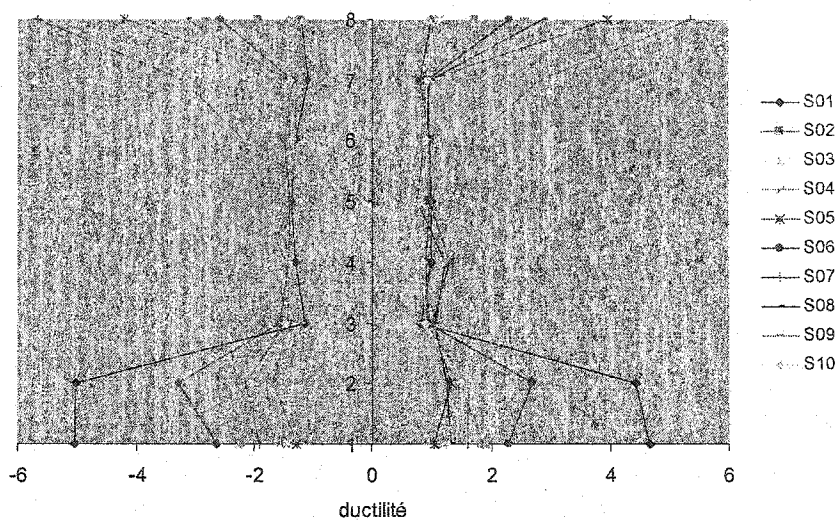


Figure 5. 42: Ductilité du bâtiment I8--50-200S pour les 10 accélérogrammes

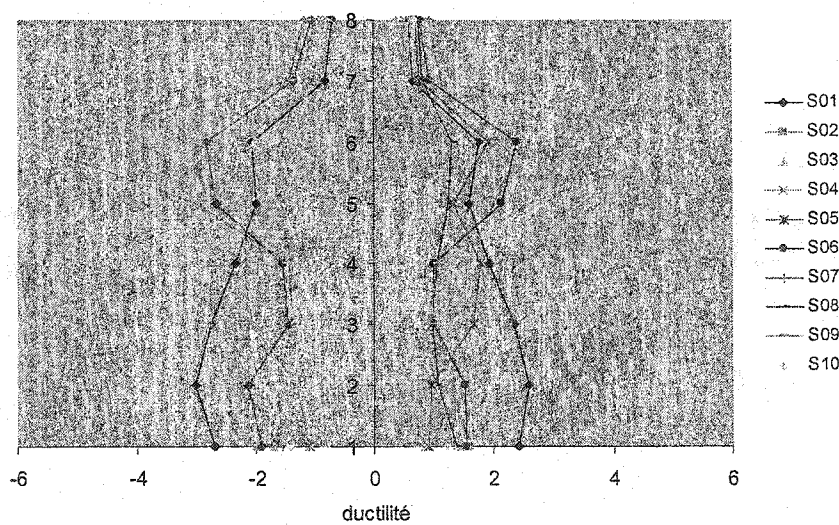


Figure 5. 43: Ductilité du bâtiment I8-50-200D pour les 10 accélérogrammes

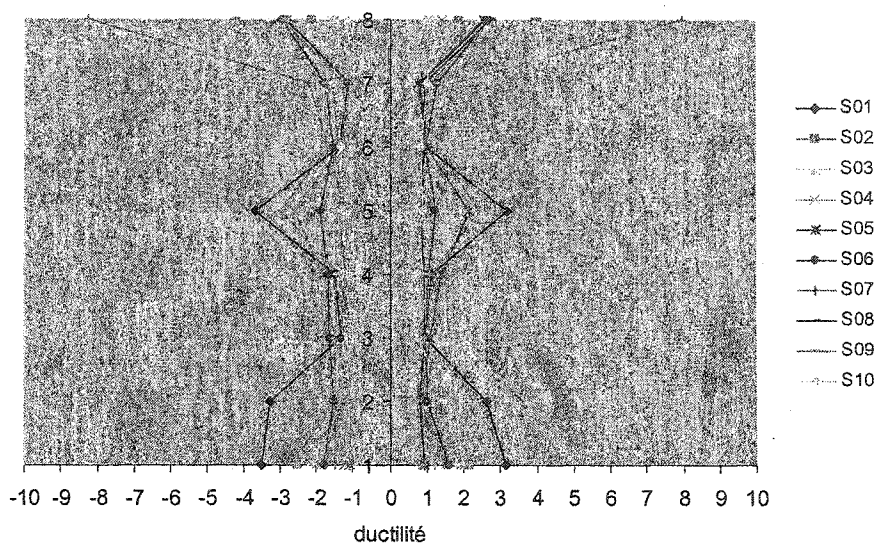


Figure 5. 44: Ductilité du bâtiment I8-75-200S pour les 10 accélérogrammes

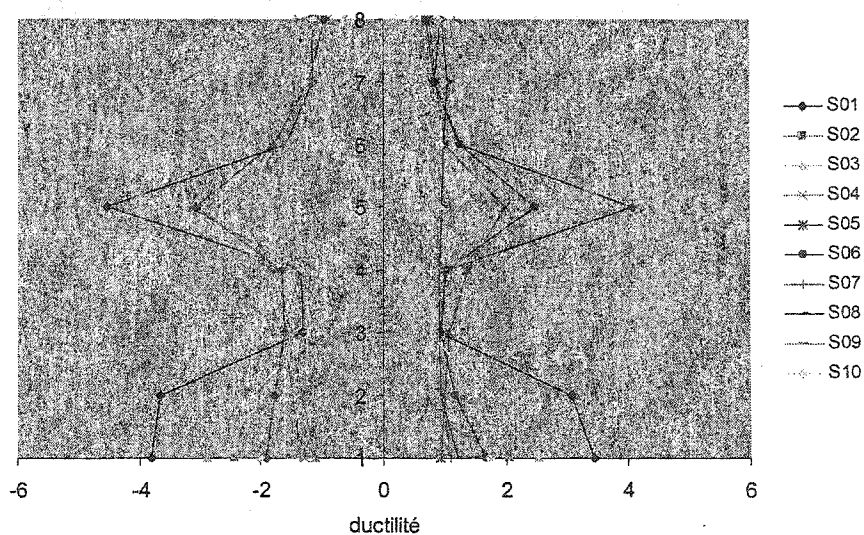


Figure 5. 45 : Ductilité du bâtiment I8-75-200D pour les 10 accélérogrammes

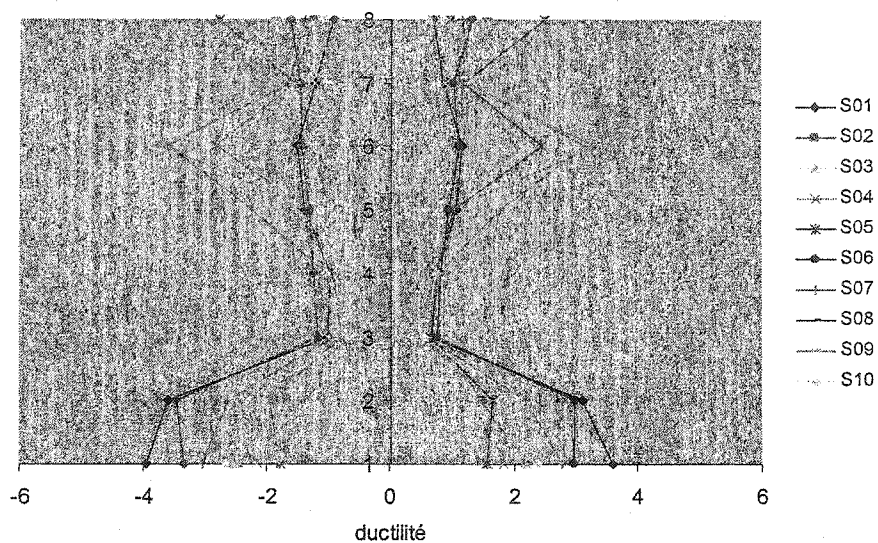


Figure 5. 46: Ductilité du bâtiment I8-25-300S pour les 10 accélérogrammes

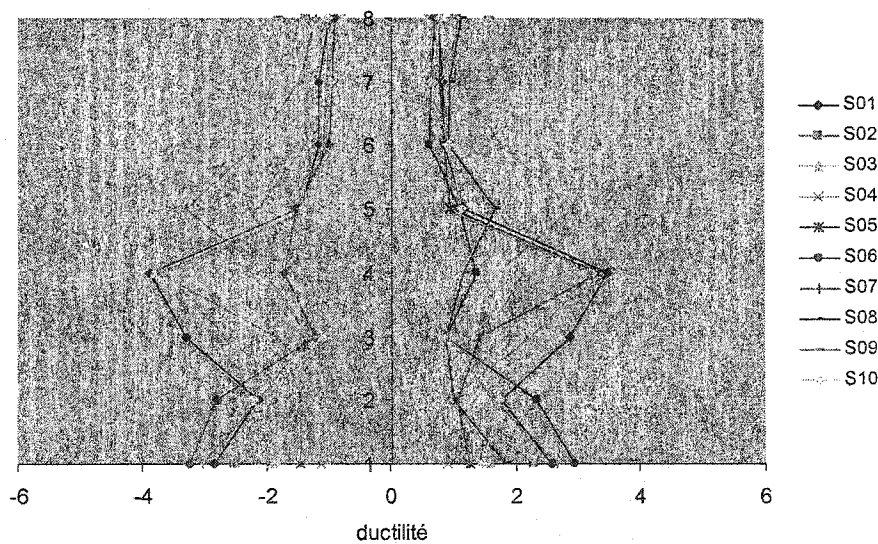


Figure 5. 47: Ductilité du bâtiment I8-25-300D pour les 10 accélérogrammes

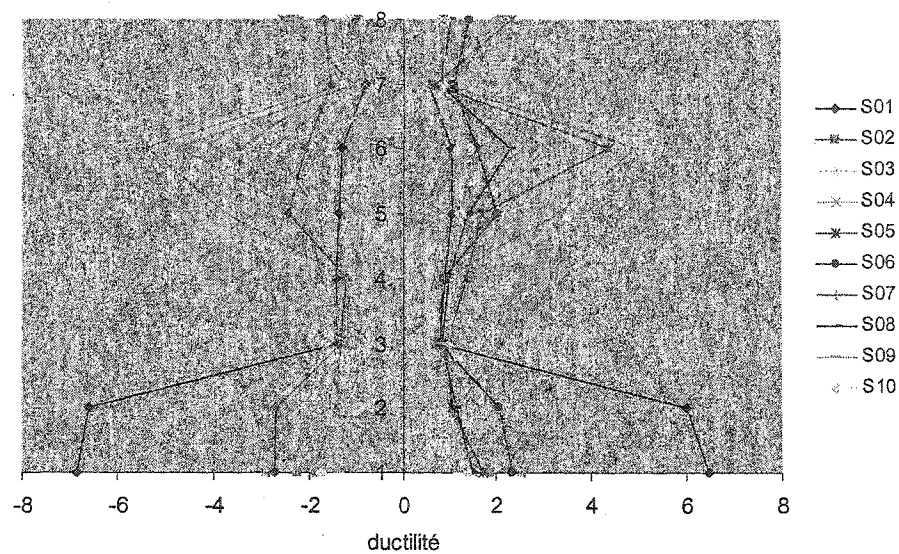


Figure 5. 48: Ductilité du bâtiment I8-50-300S pour les 10 accélérogrammes

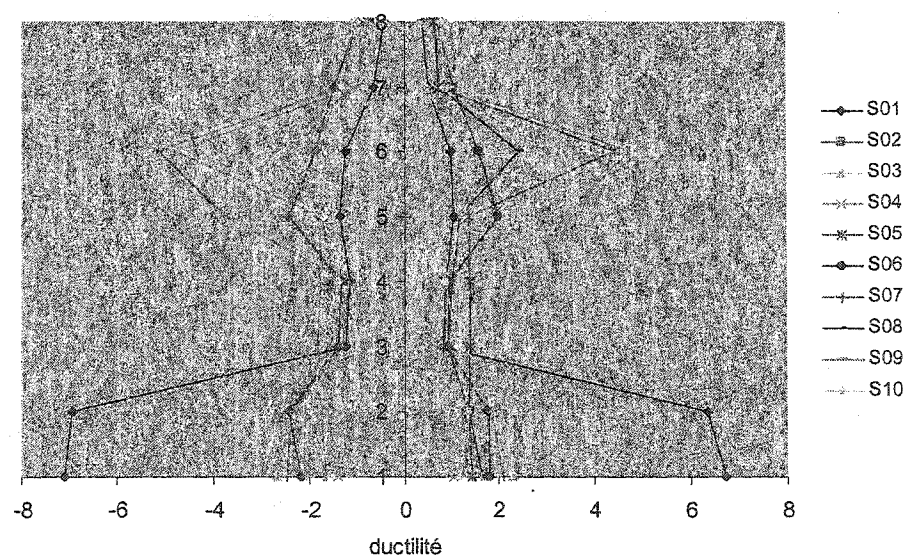


Figure 5. 49: Ductilité du bâtiment I8-50-300D pour les 10 accélérogrammes

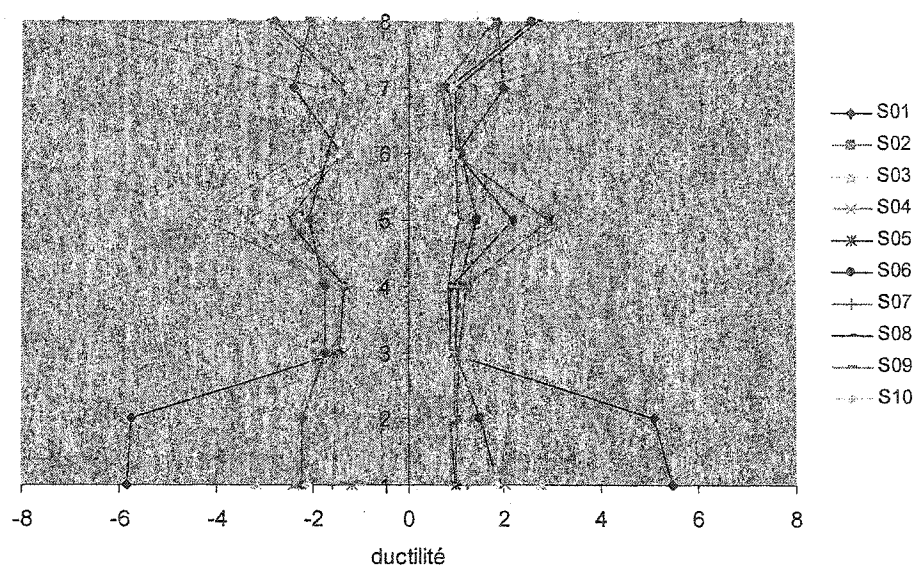


Figure 5. 50: Ductilité du bâtiment I8-75-300S pour les 10 accélérogrammes

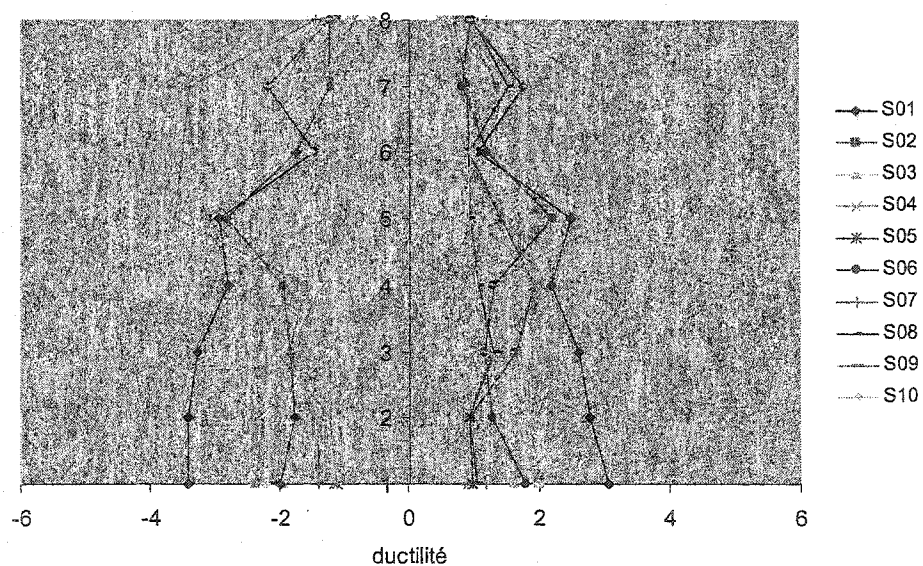


Figure 5. 51: Ductilité du bâtiment I8-75-300D pour les 10 accélérogrammes

5.6.3.2 Analyses dynamiques non linéaires incrémentales (IDA)

On reprend les analyses temporelles non linéaires en faisant varier l'amplitude des accélérogrammes de 0.2 à 3.0 avec un pas de 0.2, SF=1.0 correspondant au niveau normalisé ($0.2 < SF < 3.0$).

La Figure 5. 52 représente les déplacements inter-étages maximums de la structure I8-50-300D obtenus de l'analyse non linéaire avec l'accélérogrammes S07 pour des facteurs d'amplification (SF) variant de 0.2 à 2.0. Cette figure montre que les sollicitation maximales dans les diagonales varient sur la hauteur du bâtiment suivant la valeur de SF . On remarque que pour des valeurs de SF inférieures où égales à 1.0, les déplacements maximums si trouvent dans la partie supérieure de la structure (au 6^{ième} niveau) pour ensuite se déplacer dans la partie inférieure (au 2^{ième} niveau) lorsque les valeurs de SF augmentent. Au niveau supérieur, les déplacements inter-étages sont inférieurs à $2.5h_s(\%)$. L'effondrement de la structure survient au 2^{ième} niveau pour un SF supérieur à 1.8. La Figure 5. 43 montre que, sous le séisme S07 normalisé (SF=1.0), c'est au 6^{ième} niveau de la structure I8-50-200D que la demande en ductilité est la plus importante et qu'il y a une discontinuité (augmentation) de cette demande entre le 2^{ième} et le 3^{ième} niveau.

Pour chaque structure et chaque accélérogrammes, on obtient des figures du type de la Figure 5. 52. On regroupe les résultats en courbes IDA (voir chapitre 2) pour chaque structure étudiée afin de regarder les états limites d'occupation immédiate, de sûreté de vie et d'effondrement attendu. On obtient alors 14 graphiques représentant les déplacements inter-étages maximum versus les différents SF (facteur d'amplification) pour les 10 accélérogrammes (Voir *Annexe 5-4*).

La Figure 5. 53 donne, par exemple, les courbes IDA pour la structure I8-50-200D. Le modèle général d'une courbe IDA peut être divisée en 3 parties:

- Une partie élastique représentée par une ligne droite. L'état d'occupation immédiate est illustrée par cette partie jusqu'à ce que la première diagonale flambe.
- Une partie inélastique stable se dégradant graduellement jusqu'à l'effondrement représentée par une courbe oscillant autour de la droite élastique (la rigidité de la courbe augmente et diminue successivement). Cette partie se trouve entre l'état limite d'occupation immédiate et l'état limite de prévention d'effondrement.
- Une partie inélastique instable (instabilité dynamique globale, effondrement) représentée par un plateau ou une pente très faible ("flatline").

Pour les états limites d'occupation immédiate (apparition du 1^{er} dommage structural ou plastification dans les diagonales) et de sûreté de vie, on détermine les valeurs de SF correspondant respectivement aux déplacements inter-étages de pointes de $0.5\%h_s$ et $2.5\%h_s$. La limite d'effondrement attendu est le point de la courbe IDA où la pente locale correspond à 20% de la pente élastique. Après ce point, la courbe IDA a une pente presque nulle ("flatline"). Si la courbe est caractérisée par un durcissement sévère ou par une oscillation sans que l'on puisse déterminer cette pente, alors on choisit comme limite un déplacement inter-étage de pointe de $5\%h_s$.

On remarque que pour toutes les structures, contrairement aux résultats des analyses linéaires, l'accélérogramme S01 est le plus critique avec l'obtention des ruptures intervenant pour des SF entre 0.8 et 1.2. Par contre, les accélérogrammes S07 et S10 sont critiques.

On observe qu'un facteur d'amplification de 3.0 n'est pas suffisant pour obtenir la rupture avec l'accélérogramme S05, quelque soit les structures, pour 3 structures (R8-100-200S, I8-25-200D et I8-50-200D) avec l'accélérogramme S04 et pour toutes les structures sauf les structures R8-100-200D, I8-50-200S, I8-75-200S, I8-75-200D et I8-50-300D avec l'accélérogramme S06. Les courbes IDA obtenues des accélérogrammes S01 et S10 sont de type "a" (voir chapitre 2), c'est à dire que leurs pentes (ou rigidité locale) suivent la pente élastique jusqu'à un certain SF pour ensuite diminuer brusquement (obtention de

très grands déplacements), ce qui provoque alors un effondrement rapide. Les courbes IDA obtenues des accélérogrammes S03, S07, S08 et S09 sont surtout de type "b" (parfois du type "c"). Le type "b" ressemble au type "a", sauf que la diminution brusque de la pente des courbes se fait pour des SF plus élevés. Les courbes IDA des accélérogrammes S02 et S04 sont du type "c" ou "d".

Les courbes IDA donnent des résultats assez proches si l'on compare les structures de même type, conçues par la méthode statique équivalente ou par la méthode spectrale. On obtient en générales des diminutions de pentes pour un même SF ou un SF un petit peu plus élevé pour les structures conçues par la méthode statique équivalente.

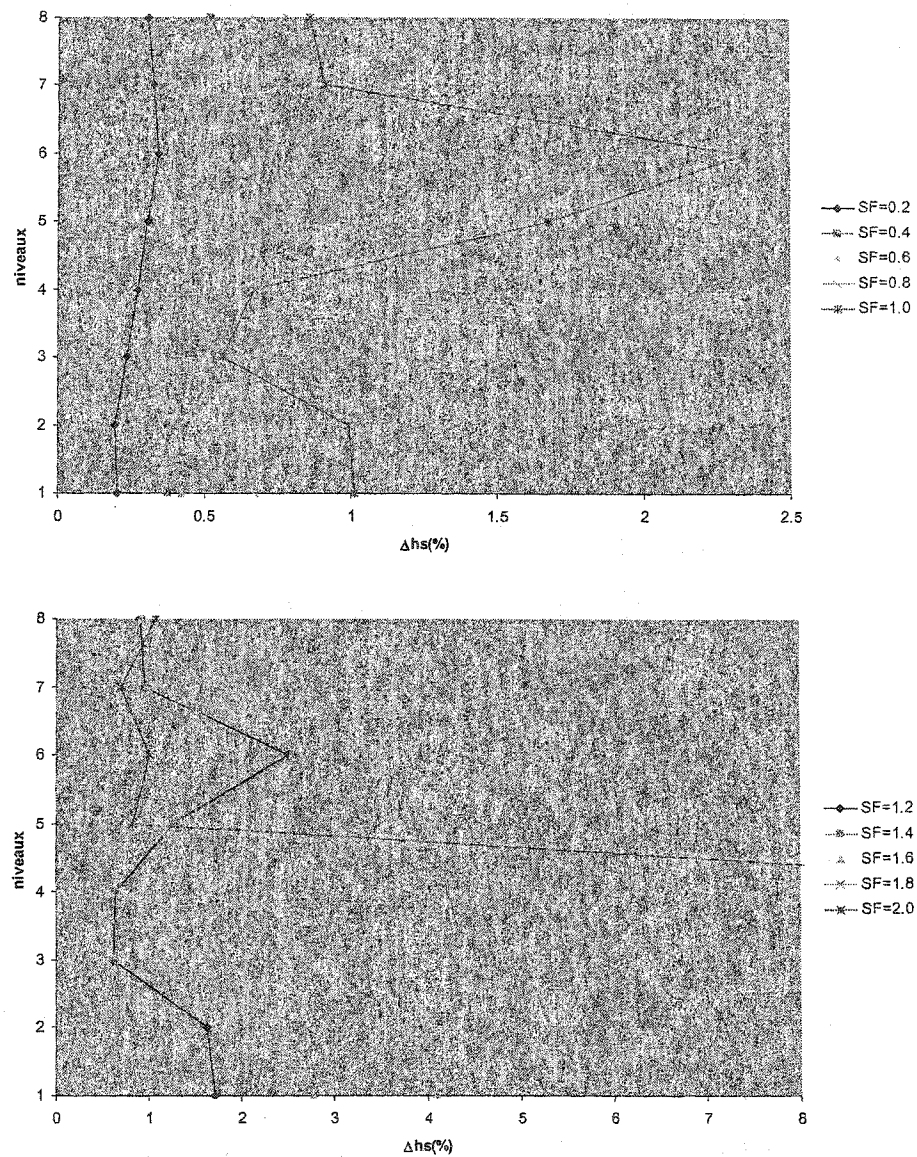


Figure 5. 52 : Déplacements inter-étages maximums à chaque niveau de la structure I8-50-300D sous le séisme S07 pour des SF variant de 0.2 à 2.0

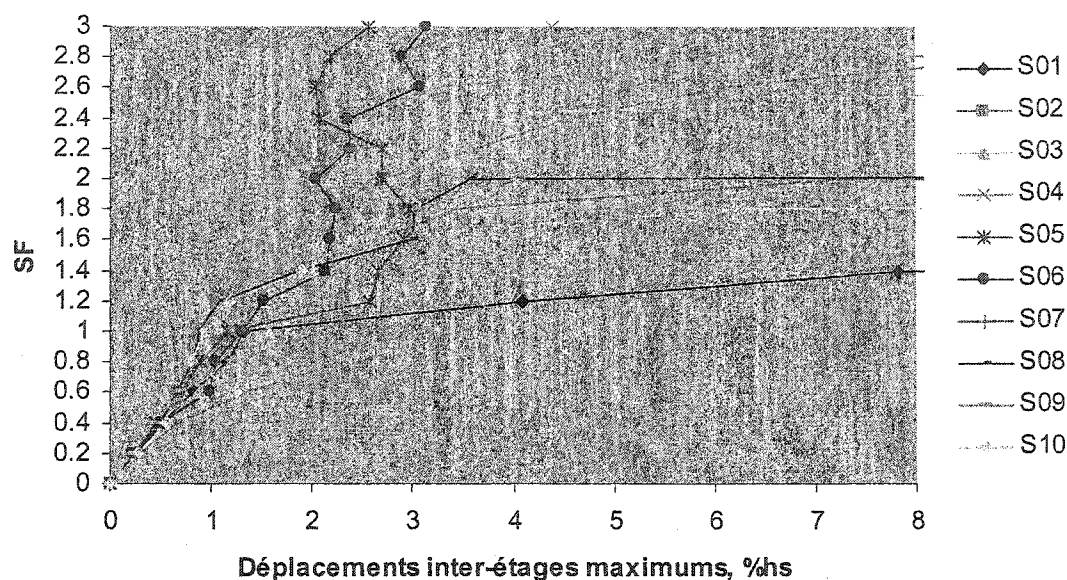


Figure 5. 53 : Courbes IDA pour la structure I8-50-200D

Les graphiques représentant les courbes IDA tels que présentés précédemment impliquent d'étudier 14 (structures) fois 10 (accélérogrammes) courbes, soit 140 courbes. On décide donc de travailler avec des statistiques. On utilise pour cela les "réponses fractiles" obtenues des courbes IDA pour les 14 structures. La réponse fractile permet de décrire dans quelle proportion un système répond aux objectifs visés. La Figure 5. 54 est une représentation générale des courbes fractiles. Les courbes 16%, 50% et 84% fractiles sont obtenues des courbes IDA. Elles représentent les déplacements inter-étages de pointe atteints par les structures, pour les proportions d'accélérogrammes suivantes : 16%, 50% et 84% et ce, pour chaque valeur de SF. Inversement, comme le montre la Figure 5. 54, on peut lire le SF nécessaire pour avoir 16%, 50% et 84% fractile pour un déplacement inter-étage de pointe voulu.

Les graphiques suivant (de la Figure 5. 55 à la Figure 5. 61) comprennent les courbes représentant les 16%, 50% et 84% fractiles pour les structures de même type mais de

conceptions différentes. Ces graphiques montrent que les résultats obtenus pour deux structures de mêmes types mais de conceptions différentes donnent des courbes de même tendance et de valeurs assez proches. Par contre, 16% des courbes IDA des structures conçues par la méthode statique équivalentes ont pour un SF égales à 3.0, un déplacement inter étages inférieur à $5\%h_s$ (sauf la structure I8-75-200S). Ceci est observable aussi pour les structures I8-25-200D, I8-50-200D, I8-25-300D et I8-72-300D, conçues par la méthode spectrale. Cela signifie que 16% des accélérogrammes ne provoquent pas l'effondrement de la plus part des structures. On remarque aussi que jusqu'à un déplacement inter étage de pointe entre $2.5\%h_s$ et $3\%h_s$, les courbes des SF versus les déplacements inter-étages de pointes ont une pente constante sauf pour les structures de types I8-75-200 et I8-75-300.

On peut, grâce à ces courbes savoir quel SF est nécessaire pour obtenir un déplacement inter-étage pour une proportion d'accélérogrammes donnée. Par contre, on ne peut pas savoir quel SF est nécessaire pour avoir un pourcentage donné d'accélérogrammes qui amène la structure à l'effondrement, car il faut prendre en compte le SF correspondant au point de la courbe IDA où la pente locale correspond à 20% de la pente élastique si la courbe n'a pas dépassé un déplacement inter-étage égale à $5\%h_s$.

Le Tableau 5. 14, le Tableau 5. 15 et Tableau 5. 16 donnent les valeurs des SF (facteurs d'amplification) nécessaires pour que 16%, 50% (médiane) et 84% des accélérogrammes provoquent des déplacements inter-étages de $0.5\%h_s$, $2.5\%h_s$ et $5.0\%h_s$ (ou une pente locale de 20% sur les courbes IDA). Pour obtenir les valeurs des SF, on effectue des interpolation linéaires. On regarde plus en détail les résultats des 16% fractiles.

Les valeurs de SF nécessaires pour que 16% des accélérogrammes amènent les structures à l'état limites de sûreté de vie sont supérieurs à 1.0 quelque soit la structure étudiée. Cela signifie que pour au moins 84% des accélérogrammes, cet état limite n'est pas atteint avec la normalisation des accélérogrammes effectuée. De plus, la moyenne des SF nécessaires dans ce cas est de 1.20, soit une augmentation de 20% de l'amplification des séismes. On remarque que les valeurs de SF sont plus importantes pour les structures régulières et que les plus faibles valeurs sont obtenus pour les

structures avec une irrégularité de masse de 300% et de hauteur de décrochage de 50 et 75% et pour la structure I8-75-200S. Les valeurs de SF nécessaires pour que 16% des accélérographes amènent les structures à l'état limites d'effondrement attendu sont supérieurs à 1.0 sauf pour la structure I8-50-300S ($SF=0.97$). Cela signifie que pour I8-50-300S, un SF égale à 0.97 suffit pour que 16% des accélérographes fassent écrouler la structure et donc qu'au moins 16% des accélérographes ne sont pas normalisée de façon sécuritaire pour une structure de type I8-50-300 conçue par la méthode statique équivalente. On remarque aussi, pour les 16% fractiles, que dans 35% des cas, l'état d'effondrement attendu est obtenu pour un SF plus faible que celui que l'on a obtenu pour avoir l'état de sûreté de vie. Cela signifie que la pente locale correspondant à 20% de la pente élastique sur les courbes IDA est intervenu pour un SF plus petit que celui correspondant à un déplacement inter-étage de 2.5%. Pour les 50% fractiles et 84% fractiles, les SF nécessaires pour obtenir l'état limite d'effondrement attendu sont toujours supérieurs à ceux nécessaires pour obtenir l'état limite de sûreté de vie.

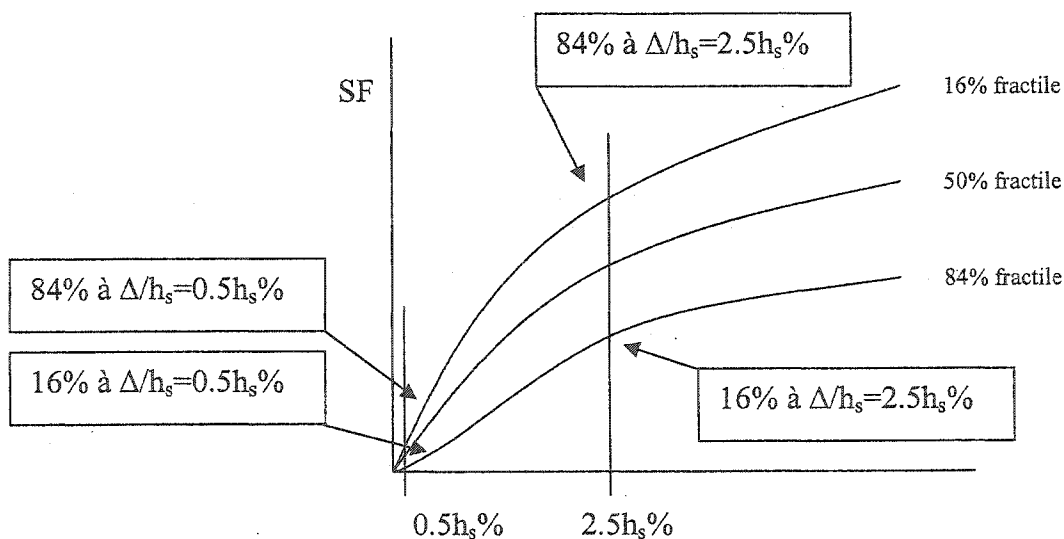


Figure 5. 54 : Représentation des courbes fractiles

**Tableau 5. 14: Valeurs de SF nécessaires pour que 16% des accélérogrammes
emmènent les structures aux états limites**

	Occupation immédiate	Sûreté de vie	Effondrement attendu
	0.5%hs	2.5%hs	
R8-100-200S	0.34	1.12	1.38
R8-100-200D	0.35	1.42	1.38
I8-25-200S	0.34	1.41	1.29
I8-25-200D	0.36	1.24	1.44
I8-50-200S	0.29	1.12	1.26
I8-50-200D	0.33	1.16	1.26
I8-75-200S	0.33	1.08	1.26
I8-75-200D	0.38	1.39	1.18
I8-25-300S	0.31	1.27	1.18
I8-25-300D	0.36	1.27	1.37
I8-50-300S	0.29	1.08	0.97
I8-50-300D	0.31	1.09	1.15
I8-75-300S	0.30	1.05	1.11
I8-75-300D	0.37	1.09	1.17

**Tableau 5. 15: Valeurs de SF nécessaires pour que 50% des accélérogrammes
emmènent les structures aux états limites.**

	Occupation immédiate	Sûreté de vie	Effondrement attendu
	0.5%h _s	2.5%h _s	
R8-100-200S	0.42	1.57	2.20
R8-100-200D	0.42	1.60	2.20
I8-25-200S	0.44	1.58	2.60
I8-25-200D	0.44	1.49	2.20
I8-50-200S	0.36	1.47	2.36
I8-50-200D	0.40	1.51	2.40
I8-75-200S	0.38	1.56	2.20
I8-75-200D	0.43	1.56	1.80
I8-25-300S	0.40	1.67	2.38
I8-25-300D	0.44	1.65	2.29
I8-50-300S	0.35	1.47	2.00
I8-50-300D	0.37	1.63	2.20
I8-75-300S	0.39	1.45	1.86
I8-75-300D	0.41	1.66	2.00

Tableau 5. 16: Valeurs de SF nécessaires pour que 84% des accélérogrammes emmènent les structures aux états limites.

	Occupation immédiate	Sûreté de vie	Effondrement attendu
	0.5%hs	2.5%hs	
R8-100-200S	0.50	2.32	2.60
R8-100-200D	0.55	1.93	2.33
I8-25-200S	0.47	1.98	2.60
I8-25-200D	0.52	1.98	2.96
I8-50-200S	0.47	2.00	2.51
I8-50-200D	0.46	2.16	2.85
I8-75-200S	0.46	2.02	2.69
I8-75-200D	0.50	2.06	2.40
I8-25-300S	0.52	1.95	2.68
I8-25-300D	0.48	2.25	2.68
I8-50-300S	0.46	2.11	2.68
I8-50-300D	0.47	2.36	2.40
I8-75-300S	0.46	1.77	2.56
I8-75-300D	0.49	2.36	2.48

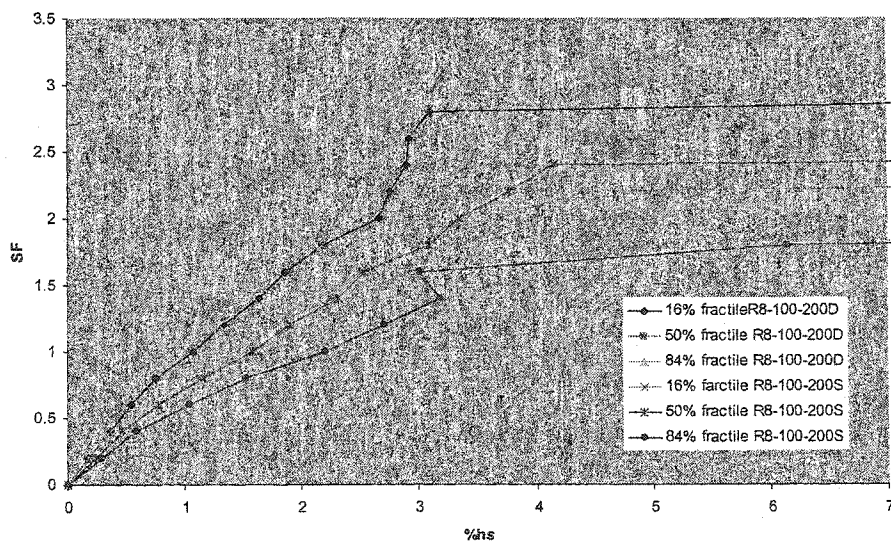


Figure 5. 55: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour R8-100-200S et R8-100-200D

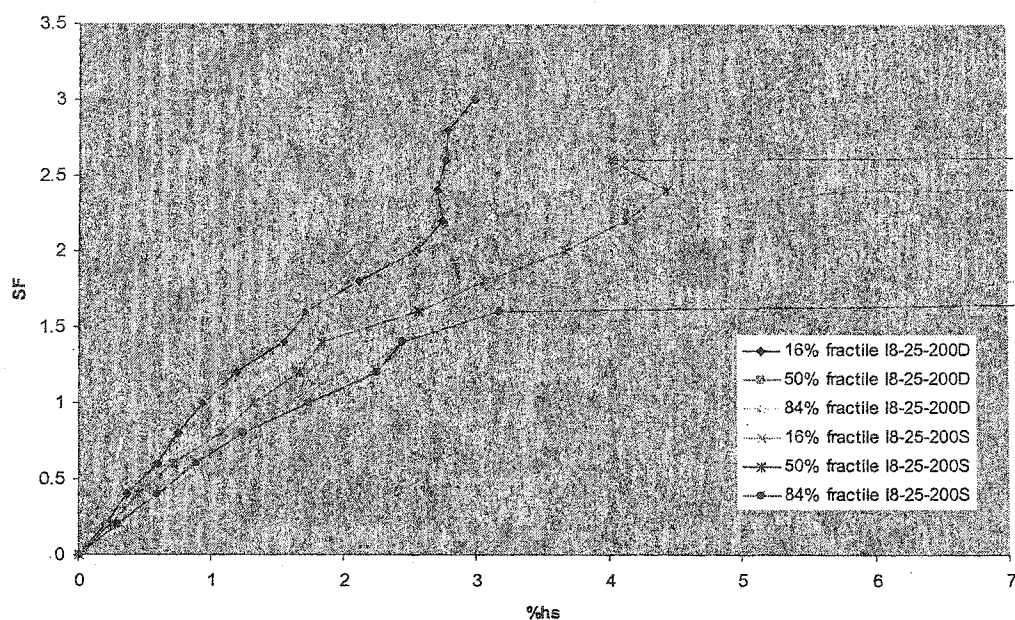


Figure 5. 56 : Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-25-200S et I8-25-200D

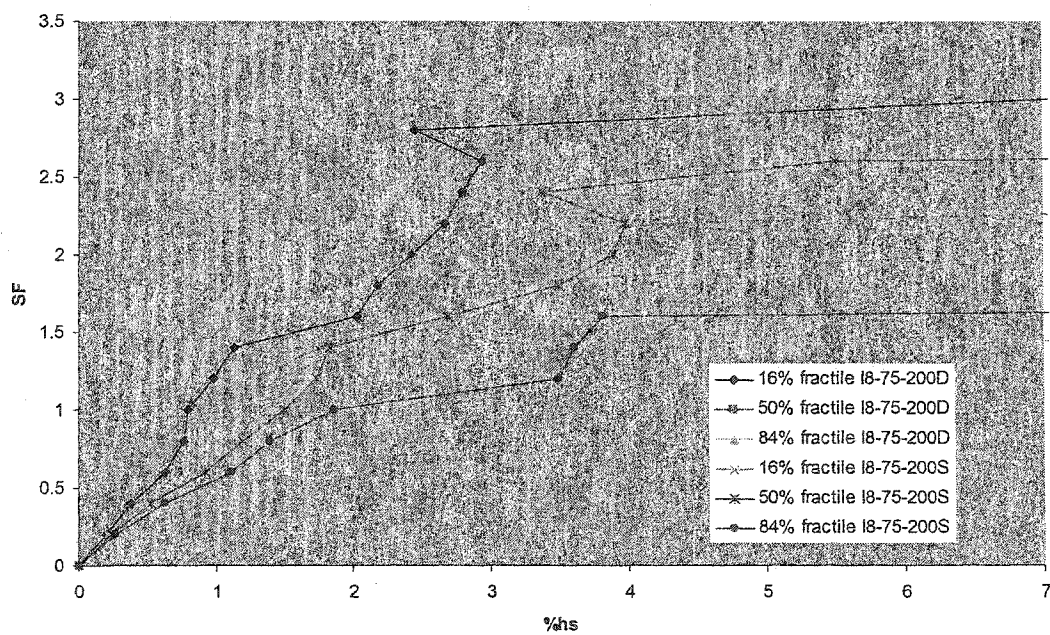


Figure 5. 57: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-50-200S et I8-50-200D

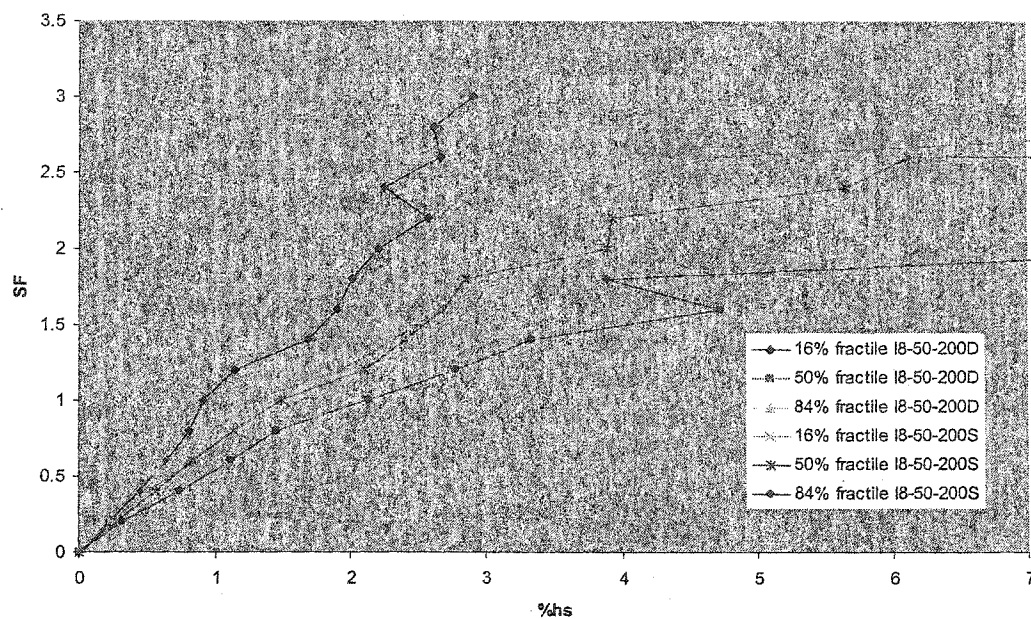


Figure 5.58: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-75-200S et I8-75-200D

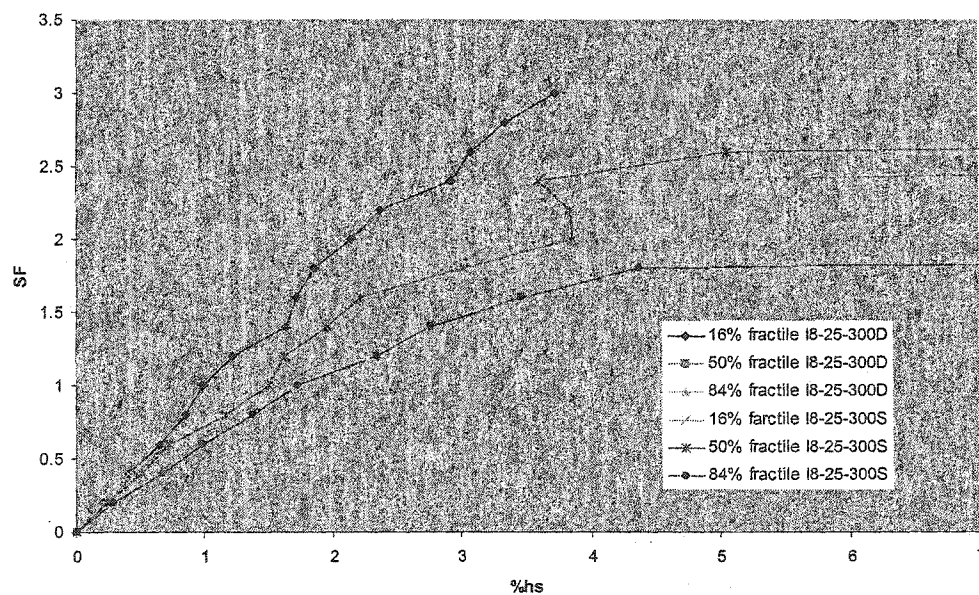


Figure 5.59: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-25-300S et I8-25-300D

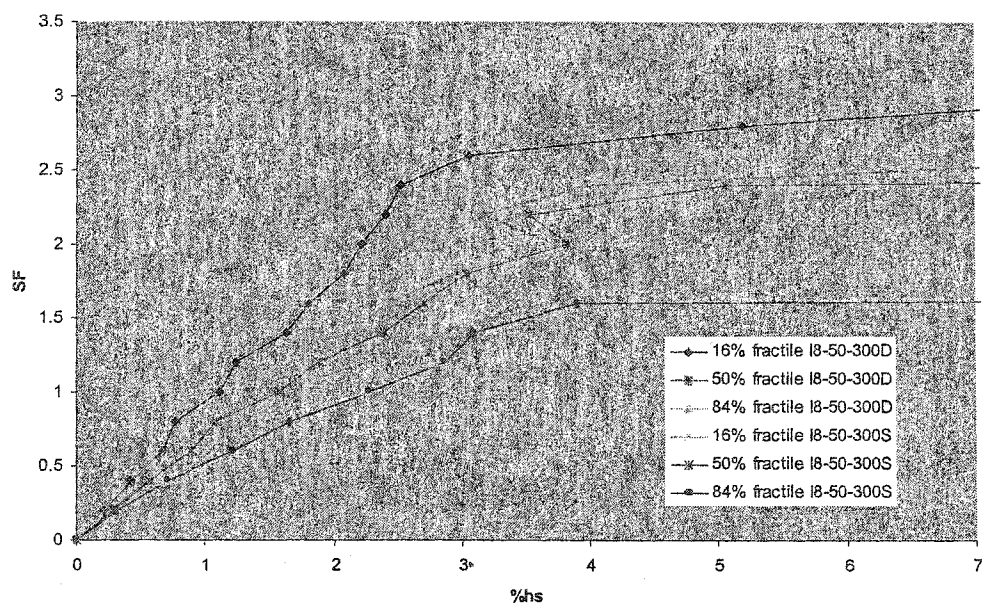


Figure 5. 60: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-50-300S et I8-50-300D

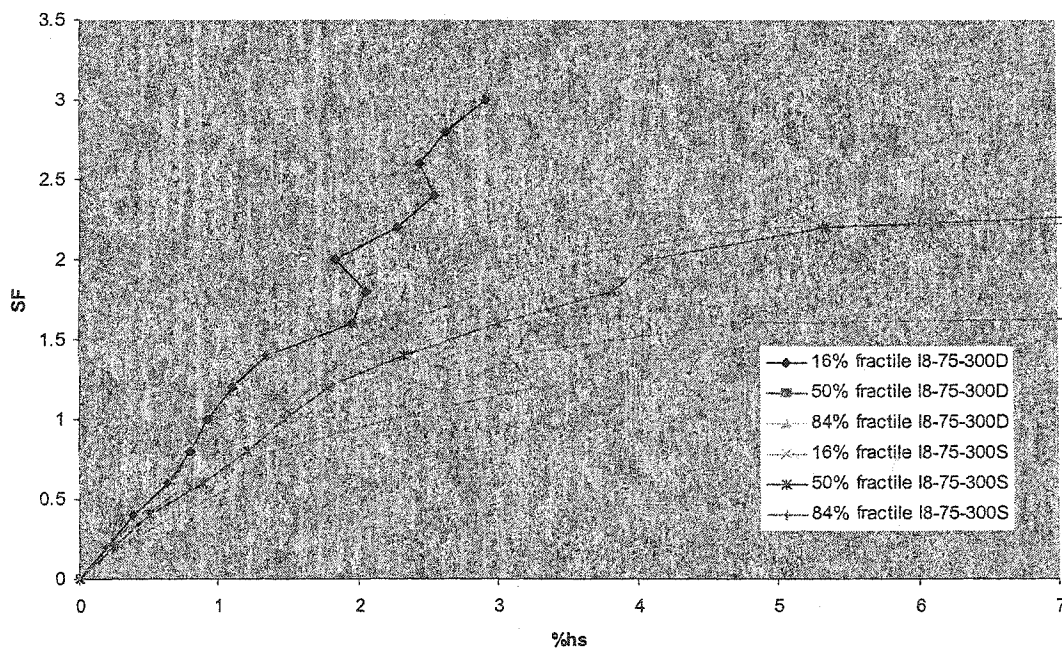


Figure 5. 61: Courbes de 16%, 50% et 84% fractile pour I8-75-300S et I8-50-300D

5.6.3.3 Comparaison des conceptions des structures irrégulières conçues par la méthode statique versus la structure régulière conçue par la méthode statique.

Le Tableau 5. 17 donne le Rapport des SF_{dyn} versus SF_{stat} pour avoir 16%, 50% ou 84% des accélérogrammes qui entraînent les structures aux différents états limites. Cela permet de savoir si la méthode de conception spectrale améliore ou non le comportement d'un type de structure par rapport à la méthode de conception statique. Si $SF_{dyn}/SF_{stat} > 1.0$, l'utilisation de la méthode spectrale améliore le comportement de la structure.

Dans les parties qui suivent, on examine plus en détail les valeurs correspondant au 16% fractile du facteur d'échelle SF pour les états limites. Ce niveau est choisi car il signifie que la structure satisfait les états limites sous 84% des accélérogrammes. On examine aussi plus précisément les états limites de sûreté de vie et d'effondrement.

La Figure 5. 62 représente les rapports des SF des conceptions des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique équivalentes (R8-100-200S) lorsque que 16% des accélérogrammes amènent les structures aux états limites. Pour l'état limite de sûreté de vie, on remarque que les structures I8-25-200S et I8-25-300S atteignent un SF plus important que la structure régulière R8-100-200S. On s'attend donc à ce que ces deux structures, avec une conception statique se comporte aussi bien ou mieux que la structure régulière. Les autres structures irrégulières se comportent moins bien que la structure régulière, mais la différence n'est pas très importante. En effet, les valeurs de SF_{irr}/SF_{reg} varient de 0.94 (structure I8-75-300S) à 1.27 (I8-25-200S), ce qui signifie que pour l'état limite de sûreté de vie, la structure I8-75-300S atteint 94% du facteur d'échelle SF de la structure régulière.

Pour l'état limite d'effondrement attendu, on remarque que toutes les structures irrégulières conçues avec la méthode spectrale se comportent moins bien que la structure régulière. Les différences de SF atteints sont plus important qu'à l'état de sûreté, mais elles restent tout de même faibles. Les valeurs pour toutes les structures de SF_{irr}/SF_{reg} se

situent entre 0.81 (structure I8-50-300S) et à 0.97 (structure I8-2-300S). On remarque aussi que pour l'état limite d'effondrement attendu, les structures I8-50-300S et I8-75-300S se comportent moins bien que les structures avec une irrégularité de masse de 200%.

La Figure 5. 63 représente les rapports des SF (SF des conceptions des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur les SF de la structure R8-100-200S) nécessaires pour que 50% des accélérogrammes amènent les structures aux états limites (50% fractile). Pour l'état de sûreté, on observe les mêmes tendances que pour le 16% fractile, avec des rapports un peu plus faibles. Les valeurs de SF_{irr}/SF_{reg} varient de 0.92 (structure I8-75-300S) à 1.06 (structure I8-25-300S). Par contre pour l'état limite d'effondrement, les structures I8-25-200S, I8-50-200S et I8-25-300S se comportent mieux que la structure régulière. Les valeurs de SF_{irr}/SF_{reg} varient de 0.87 (structure I8-75-300S) à 1.13 (structure I8-25-200S).

On remarque que pour 16% fractile et 50% fractile, les structures avec une irrégularité de masse de 300% se comportent moins bien que les structures avec une irrégularité de masse de 200% ayant la même hauteur de discontinuité, que ce soit pour l'état limite de sûreté de vie ou l'état limite d'effondrement.

Tableau 5. 17: Rapport des SF_{dyn} versus SF_{stat} pour avoir 16%, 50% ou 84% des accélérographes qui entraînent les structures aux différents états limites.

16% fractile	Occupation immédiate	Sûreté de vie	Effondrement attendu
R8-100-200	1.01	1.27	1.00
I8-25-200	1.07	0.88	1.12
I8-50-200	1.17	1.04	1.01
I8-75-200	1.16	1.29	0.93
I8-25-300	1.17	1.00	1.16
I8-50-300	1.05	1.01	1.19
I8-75-300	1.23	1.04	1.05
50% fractile	Occupation immédiate	Sûreté de vie	Effondrement attendu
R8-100-200	1.01	1.02	1.00
I8-25-200	0.98	0.94	0.85
I8-50-200	1.12	1.03	1.02
I8-75-200	1.13	1.00	0.82
I8-25-300	1.10	0.99	0.96
I8-50-300	1.05	1.11	1.10
I8-75-300	1.05	1.14	1.08
84% fractile	Occupation immédiate	Sûreté de vie	Effondrement attendu
R8-100-200	1.12	0.83	0.90
I8-25-200	1.10	1.00	1.14
I8-50-200	0.98	1.08	1.13
I8-75-200	1.08	1.02	0.89
I8-25-300	0.92	1.15	1.00
I8-50-300	1.01	1.12	0.90
I8-75-300	1.06	1.34	0.97

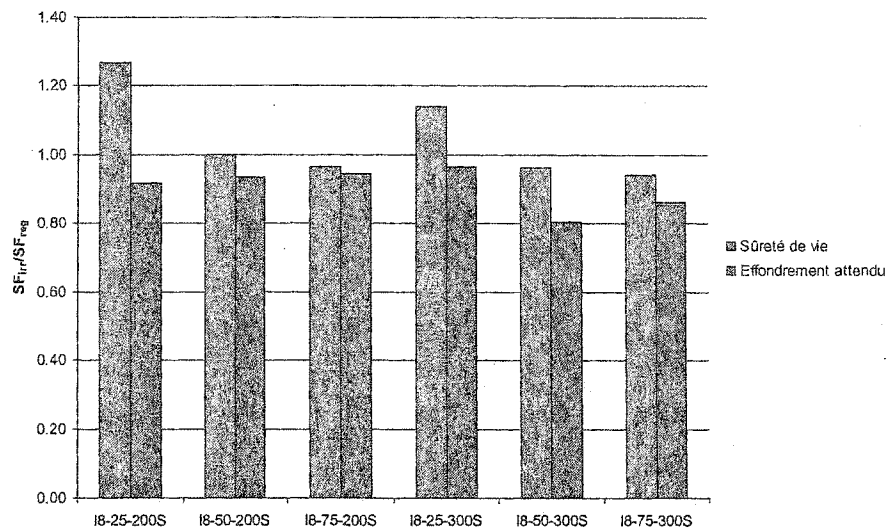


Figure 5. 62 : Rapport des SF des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique aux différents états limites pour 16% fractile

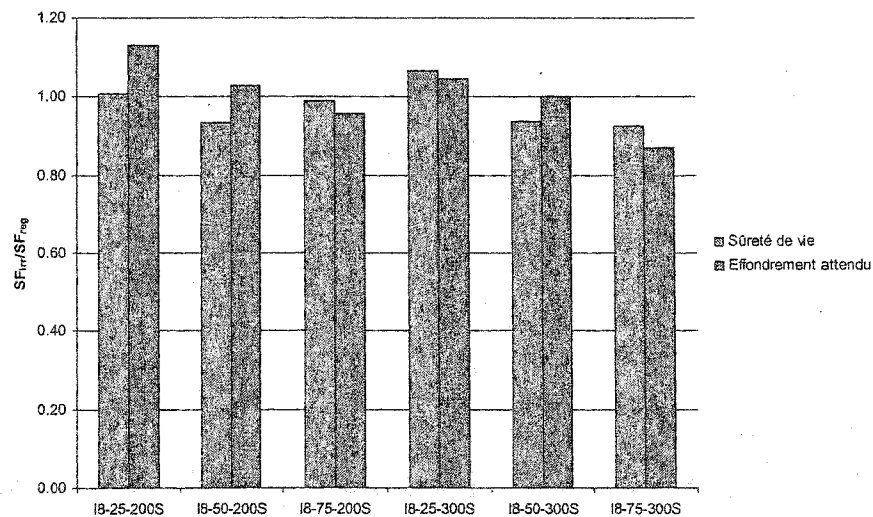


Figure 5. 63 : Rapport des SF des structures irrégulières conçues avec la méthode statique sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique aux différents états limites pour 50% fractile

5.6.3.4 Comparaison des méthodes de conception

La Figure 5. 64, la Figure 5. 65 et la Figure 5. 66 représentent les rapports SF_{dyn}/SF_{stat} de chaque type de structure pour avoir 16% des courbes IDA qui atteignent les états limites. Ces graphiques permettent de comparer les améliorations dues à la conception par la méthode spectrale entre des structures ayant une irrégularité de masse intervenant à la même hauteur de la structure, mais avec une proportion d'irrégularité de masse différente (200% ou 300%).

On remarque que pour 16% fractile, la méthode spectrale améliore le comportement de la structure régulière à l'état limite de sûreté de vie. En effet, pour que 16% des accélérogrammes entraînent la structure R8-100-200D à l'état limite de sûreté de vie, le SF doit être 27% plus grand que le SF nécessaire pour que 16% des accélérogrammes entraînent la structure R8-100-200S à ce même état limite. Par contre, pour l'état limite d'effondrement, la méthode spectrale n'améliore pas la structure régulière.

Pour les structures irrégulières, à l'état limite de sûreté, la méthode spectrale n'améliore pas le comportement de la structure dans seulement un cas sur six, soit pour la structure I8-25-200. On a vu cependant dans la partie précédente que la structure I8-25-200S se comportait mieux que la structure régulière R8-100-200S. De plus, le Tableau 5. 14 indique que le SF nécessaire pour avoir 16% fractile à l'état limite de sûreté de vie pour la structure I8-25-200S est de 1.41 et la valeur de SF nécessaire pour avoir 16% fractile à l'état limite de sûreté de vie pour la structure R8-100-200S est de 1.12. Cela signifie que la structure I8-25-200D se comporte mieux que la structure régulière.

De même, pour l'état limite d'effondrement, la méthode spectrale améliore 5 structures sur 6. La structure I8-75-200 n'est pas améliorée. Il faut un $SF=2.20$ pour avoir 16% fractile pour la structure I8-75-200S à l'état limite d'effondrement et un $SF=1.84$ pour I8-75-200D.

On remarque que lorsqu'une structure irrégulière conçue avec la méthode statique se comporte moins bien que la structure régulière R8-100-200S, le fait d'utiliser la méthode

spectrale n'emmène pas cette structure à se comporter aussi bien ou mieux que la structure régulière, sauf pour les structures I8-50-200 et I8-75-200 à l'état limite de sûreté de vie (voir la Figure 5. 67).

À l'état limite d'effondrement, ce sont les structures ayant une irrégularité de masse de 300% qui s'améliorent le plus avec la méthode spectrale (de 10% à 12%). Par contre à l'état de sûreté de vie, c'est le structure I8-75-200 qui est la plus améliorée (29% d'amélioration).

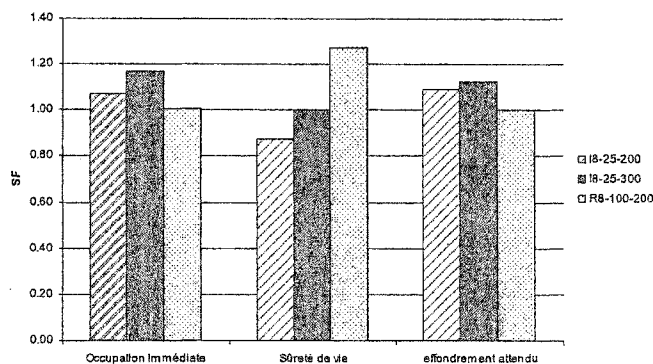


Figure 5. 64 : Rapport SF_{dyn}/SF_{stat} pour avoir 16% fractile aux états limites pour I8-25-200, I8-25-300 et R8-100-200.

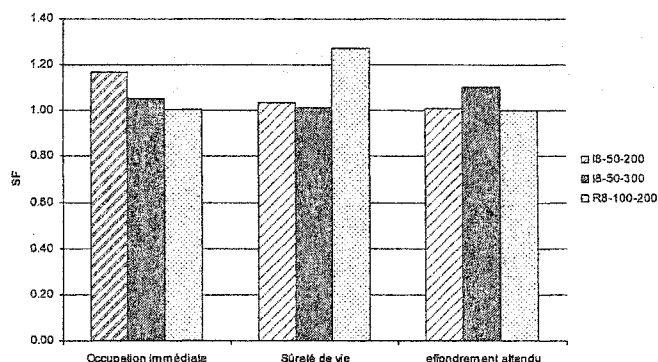


Figure 5. 65 : Rapport SF_{dyn}/SF_{stat} pour avoir 16% fractile aux états limites pour I8-50-200, I8-50-300 et R8-100-200.

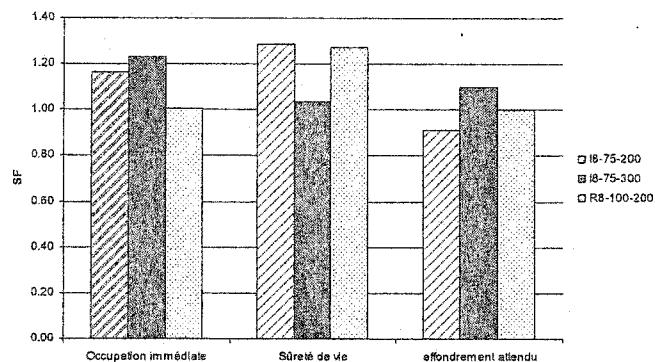


Figure 5. 66 : Rapport SF_{dyn}/SF_{stat} pour avoir 16% fractile aux états limites pour I8-75-200, I8-75-300 et R8-100-200.

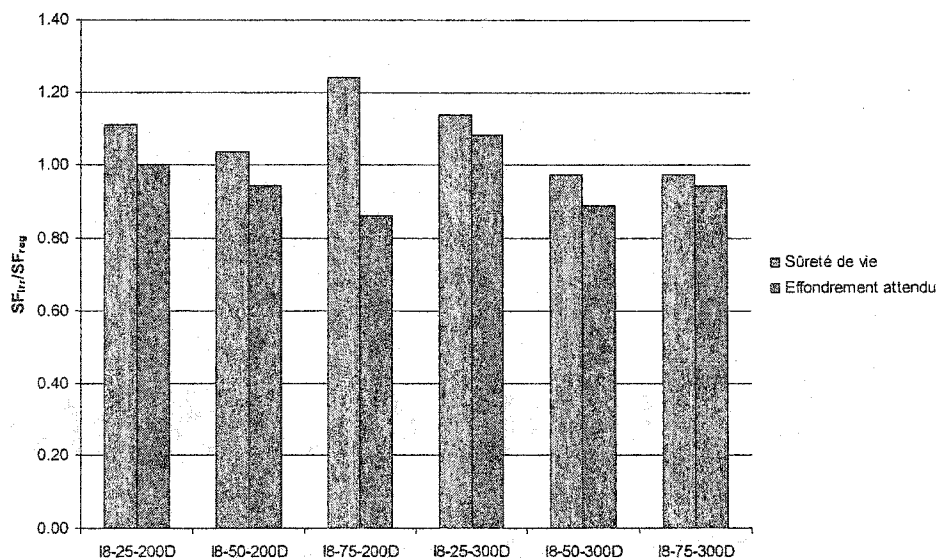


Figure 5. 67 : Rapport des SF des structures irrégulières conçues avec la méthode spectrale sur les SF de la structure régulière conçue avec la méthode statique aux différents états limites pour 16% fractile

5.7 CONCLUSION

Les analyses avec les accélérogrammes normalisés ($SF=1$) montre que :

- les demandes en ductilité maximales des structures irrégulières conçues par la méthode statique sont plus importantes que la structure régulière R8-100-200S, sauf pour les structures I8-25-200S et I8-25-300S.
- plus la hauteur de discontinuité augmente, plus la demande inélastique des structures irrégulières augmente par rapport à celle de la structure R8-100-200S.
- plus la hauteur de discontinuité augmente, plus la différence de la demande en ductilité entre les structures conçues avec la méthode spectrale et les structures de même type conçues avec la méthode statique augmente.
- Les valeurs des demandes maximales en ductilités sont semblables pour les deux méthodes de conception pour un même type de structure sauf pour les structures de type I8-75-200 et I8-75-300, où la méthode spectrale sollicite une moins grande demande en ductilité.

Les analyses dynamiques non linéaires incrémentales montrent que :

- Seules les structures irrégulières conçues avec la méthode statique I8-25-200S et I8-25-300S se comportent mieux que la structure R8-100-200S pour l'état limite de sûreté de vie.
- Pour l'état limite d'effondrement, les structures irrégulières conçues avec la méthode statique se comportent moins bien que la structure régulière R8-100-200S.
- Pour l'état de limite de sûreté de vie, la méthode spectrale améliore le comportement de toutes les structures, sauf de la structure I8-25-200.
- Dans la majorité des cas, la méthode spectrale permet d'améliorer le comportement des structures mais par une faible marge (jusqu'à 29% d'amélioration).
- La méthode spectrale ne permet pas aux structures irrégulières d'avoir un aussi bon comportement que la structure R8-100-200S.

La différence en poids d'acier nécessaire entre les structures conçues par la méthode statique et les structures conçues par la méthode dynamique est minimale (voir).

Tableau 5. 18: Poids d'acier des contreventements des structures suivant la méthode de conception

Structures	Poids d'acier (kg)	
	Statique	Dynamique
R8-100-200	23300	23200
I8-25-200	16900	16700
I8-50-200	18200	17600
I8-75-200	19600	19900
I8-25-300	16700	16000
I8-50-300	18300	18300
I8-75-300	23900	21400

CHAPITRE 6: CONCLUSION

Les études de ce mémoire ont permis d'étudier le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis de structures comportant des irrégularités de masse et de les comparer à des structures de références : les structures régulières. Les structures, se situant dans la ville de Vancouver, étaient conçues pour un amortissement de 5% et pour un aléa sismique d'une probabilité annuelle de dépassement de 2% pour 50 ans. Les structures ont été conçues avec les méthodes statique et spectrale (suivant les dispositions du CNB 2004 et de la norme S16-01) et en prenant la force de cisaillement dynamique à la base (V_d) égale au maximum entre $V_e I / (R_d R_o)$ et 100% de V (au lieu de 80% de V pour les structures régulières comme préconisé dans le CNB C2004) ceci afin de pouvoir comparer directement le comportement des structures régulières et irrégulières.

Les études exploratoires (chapitre 3 et 4) ont permis d'étudier le comportement de structures de 4, 8 et 12 étages présentant une irrégularité de masse de 200% sur la moitié de la hauteur du bâtiment ou une irrégularité de masse de 200% à un seul étage situé au $\frac{3}{4}$ de la hauteur. Les structures ont été conçues sans prendre l'effet P- Δ en compte. Lors des analyses temporelles (effectuées pour 3 séismes de signatures différentes), les effets P- Δ étaient pris en considération. De ces études on conclut que le séisme de l'Est n'a pas beaucoup d'impact sur les structures étudiées et que les structures avec une irrégularité de masse de 200% à un seul étage situé au $\frac{3}{4}$ de la hauteur ne se comportent pas plus mal qu'une structure régulière. La méthode de conception spectrale semble améliorer les structures de 4 et 8 étages, par contre, pour les bâtiments de 12 étage, la conception spectrale n'a pas amélioré le comportement, ce qui était prévisible puisque l'on a diminué considérablement la taille des diagonales. Finalement, il est difficile de connaître l'influence de la masse sur le comportement d'une structure. Les études du chapitre 5 ont permis d'étudier plus précisément le comportement sismique inélastique des contreventements en treillis de bâtiments de huit étages. Ces études ont été réalisées avec 7 structures irrégulières et une structure régulière avec un ensemble de 10

accélérogrammes intra-plaques (du type El Centro). Les paramètres de l'irrégularité des structures étaient la proportion d'irrégularité de masse (200% ou 300%) et la hauteur de la discontinuité de masse (0.25H, 0.50H et 0.75H). Les structures ont été conçues en prenant en compte l'effet P- Δ et en utilisant une période de conception égale à $1.5 \times T_a$. On a remarqué que pour $SF=1$ (S_f étant le facteur d'amplification appliqué à un accélérogramme), les structures I8-75-200 et I8-75-300 conçues avec la méthode statique avaient des demandes en ductilité très grandes et que ces demandes diminuaient fortement avec la méthode conception spectrale. De plus, ces études ont montré que, mis à part pour les structures I8-25-200 et I8-25-300, le comportement des structures irrégulières conçues avec la méthode statique est moins bon que le comportement de la structure régulière conçue avec la même méthode. Le comportement des structures irrégulières s'améliore avec la méthode de conception spectrale (surtout à l'état de sûreté de vie), sans pour autant être aussi bon que la structure régulière conçue avec la méthode statique.

Ces études ont montré qu'il est difficile de remarquer une réelle influence de la hauteur de discontinuité de masse sur la hauteur du bâtiment ou de la proportion de l'irrégularité de masse. Enfin, les différences de comportement entre les structures irrégulières conçues avec la méthode statique et celles conçues avec la méthode spectrale sont très faibles et rien n'indique qu'une analyse spectrale est plus appropriée qu'une analyse statique. Ces conclusions recoupent les résultats obtenus de l'étude effectuée par Magliulo et al. (2002) sur les conséquences sismiques sur cadres plans irréguliers en élévation et les résultats obtenus de l'étude réalisée par Al-Ali et Krawinkler (1998) sur des analyses temporelles non linéaires sur un cadre rigide de 10 étages. Il serait intéressant de comparer l'amélioration obtenue avec la méthode spectrale en prenant la force de cisaillement prescrite par le CNB 2004 pour la structure régulière et d'augmenter la limite maximale de la force de cisaillement dynamique à la base (actuellement le maximum entre 100% de V et $V_e I / (R_d R_o)$) pour les structures irrégulières. De plus, Il est peut être préférable de ne pas seulement prendre les états

limites sur les flèches pour définir si un bâtiment se comporte bien ou non, mais de travailler avec les ductilités dans les diagonales.

BIBLIOGRAPHIE

AL-ALI, A.A.K. and KRAWINKLER, H., 1998. Effects of Vertical Irregularities on Seismic Behavior of Building Structures. Report No. 130. Dept. of Civil and Environmental Engineering, Standford Unervisity, San Francisco, Ca..

BSSC. 1994, National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). Recommended provisions for seismic regulations for new buildings. Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.

CHOPRA, A. K., Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engenering, Second Edition, Prentice Hall, New Jersey.

CNB, 1995. Code National du Bâtiment du Canada, 18^e éd., Comité associé du code National du bâtiment, conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario.

CNB, 2004, Ébauche partie 4. "Code National du Bâtiment du Canada", 18^e éd., Comité associé du code National du bâtiment, conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario.

CORNELL, C. A., VAMVATSIKOS, D., JALAYER, F. AND LUCO, N., 2000. Seismic reliability of steel frames. Pth IFIP WG 7.5 Working Conference on Reliability and Optimizaton of Structural Systems.

CSA. 2001. CAN/CSA-S16.1, Limit State Design of Steel Structures, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.

DELLA CORTE, G. and LANDOLFO, R., 2003. Global stability of MR steel frames under seismic actions. 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 307.

DRAIN-2D. Dynamic Response Analysis of Inelastic Structures. Microcomputer version.

EUROCODE 8. 1998, European Standard. Design of Structures for Earthquake Resistance.

FILIATRAULT, A., 1996. Éléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures, Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Québec.

GUPTA, A. and KRAWINKLER, H., 2000. Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels. Journal of Structural Engineering, ASCE.

HAMBURGER, R. O. "Moment-Frame Connection Qualification Criteria for Seismic Applications". EQE International, Inc..

LIAO, W.I., 2003. Earthquake responses of steel moment resisting frames subjected to near-fault ground motions. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 035.

MAGLIULO, G., RAMASCO, R. and REALFONZO, R., 2002. Seismic behaviour of irregular in elevation plane frames. 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 219.

NESBET, D. and PONG, W., "Value of computer dynamic analysis in irregular building designs".

OSMAN, A. M., 2002. Seismic response of steel frames with symmetric setback. 7th US National Conf. On Earthquake Engng, Boston, MA, Paper No. 367.

SAP90, "Structural Analysis", Users Manual. By Edward L. Wilson and Ashraf Habibullah, Computer and Structures Inc. Berkeley, California.

TREMBLAY, R., 2001. Seismic Behavior and Design of Concentrically Braced Steel Frames. AISC Eng. J., 38 (3), 148-166.

TREMBLAY, R., 2003. Achieving a stable inelastic seismic response for multi-storey concentrically braced steel frames. Eng. J., AISC, 40 (2), 111-129.

TREMBLAY, R., 2000. Influence of brace slenderness on the seismic response of concentrically braced steel frames. In F. Mazzolani and R. Tremblay (eds.), Behavior of Steel Structures in Seismic Areas; Proc. STESSA 2000 Conf., 527-534, Montréal, Canada, August 2000. Rotterdam : Balkema.

TREMBLAY, R. and ATKINSON, G.-M., 2001. Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Sites. Earthquake Spectra, 17, 2, 333-358.

TREMBLAY, R. and ROBERT, N., 2000. Seismic design of low- and medium-rise chevron braced steel frames. Can. J. of Civ. Eng. 27, 6, 1192-1206.

VAMVATSIKOS, D. and CORNELL, C. A., 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engng Struct. Dyn.

VAMVATSIKOS, D. and CORNELL, C. A., 2002. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479.

ANNEXE 2-1 :
Coefficients de réduction R_d et R_o

Pour les structures en acier.

Type de système résistant aux forces latérales	Restrictions						
	R_d	R_o	Cas où $I_{FaSa}(0,2)$				Cas où
			<0,2	de 0,2 à <0,35	de 0,35 à 0,75	>0,75	$I_{FaSa}(1,0)$ >0,3
Ossature ductile résistant aux moments	5	1,5	NL	NL	NL	NL	NL
Ossature modérément ductile résistant aux moments	2	1,5	NL	NL	NL	NL	NL
Ossature à ductilité nominale résistant aux moments	2	1,3	NL	NL	60	NP	NL
Ossature modérément ductile à contreventement concentrique:							
- contreventements non chevronnés	3	1,5	NL	NL	40	40	NL
- contreventements chevronnés	3	1,5	NL	NL	40	40	NL
- contreventements en tension	3	1,5	NL	NL	20	20	NL
Ossature à ductilité nominale à contreventement concentrique:							
- contreventements non chevronnés	2	1,3	NL	NL	60	60	60
- contreventements chevronnés	2	1,3	NL	NL	60	60	60
- contreventements en tension	2	1,3	NL	NL	40	40	60
Ossature ductile à contreventement excentré	4	1,5	NL	NL	NL	NL	NL
Mur de ductile en tôle en acier	5	1,6	NL	NL	NL	NL	NL
Mur modérément ductile en tôle d'acier	2	1,5	NL	NL	60	60	60
Construction conventionnelle en ossature contreventée ou pour les murs	1,5	1,3	NL	NL	15	15	60
autres	1	1	15	15	NP	NP	60

NP= Non Permis

NL= Permis et non limité en hauteur.

ANNEXE 2-2 :
Valeur de M_v et J

$S_a(0,2)/S_a(2,0)$	Type de système résistant latéralement	M_v pour $T_a \leq 1,0$	M_v pour $T_a \geq 2,0$	J pour $T_a \leq 0,5$	J pour $T_a \geq 2,0$
<8,0	Ossature résistant au moment ou mur doublé	1	1	1	1
	ossature contreventée	1	1	1	0,8
	murs, autres systèmes	1	1,2	1	0,7
>8,0	Ossature résistant au moment ou mur doublé	1	1,2	1	0,7
	ossature contreventée	1	1,5	1	0,5
	murs, autres systèmes	1	2,5	1	0,4

Notes :

- Les valeurs de M_v entre les périodes de 1 et 2 secondes doit être obtenues par interpolation linéaire.
- Les valeurs de J entre les périodes de 0.5 et 2 secondes doit être obtenues par interpolation linéaire.
- Le mur couplé est un système de deux murs joints avec des poutres aux moins 66% du moment de renversement à la base de la structure est produit par les forces de tension et de compression axiales résultant du cisaillement dans les poutres de couplage.
- Pour les autres systèmes, tel que les systèmes hybrides, on utilise les valeurs correspondant au mur ou on effectue une analyse dynamique.

ANNEXE 2-3 :
Coefficient de fondation F_a et F_v

Coefficient de fondation F_a

Classe du site	Profil du sol	Valeur de F_a				
		$S_a(0,2) \leq 0,25$	$S_a(0,2)=0,5$	$S_a(0,2)=0,75$	$S_a(0,2)=1$	$S_a(0,2)=1,25$
A	roche dure	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8
B	roche	0,8	0,8	0,9	1	1
C	sol dense	1	1	1	1	1
D	sol peu dense	1,3	1,2	1,1	1,1	1
E	sol meuble	2,1	1,4	1,1	0,9	0,9
F	autre					

La détermination de la classe du site se fait grâce au tableau 4.1.9.4.A. du Code National du Bâtiment 2003.

Coefficient de fondation F_v

Classe du site	Profil du sol	Valeur de F_v				
		$S_a(1,0) \leq 0,1$	$S_a(1,0)=0,2$	$S_a(1,0)=0,3$	$S_a(1,0)=0,4$	$S_a(1,0) \geq 1,5$
A	roche dure	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
B	roche	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8
C	sol dense	1	1	1	1	1
D	sol peu dense	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
E	sol meuble	2,1	2,0	1,9	1,7	1,7
F	autre					

ANNEXE 2-4 :
Période fondamentale prescrite par le NEHRP 1997

La période fondamentale T ne doit pas dépasser:

$1.2T_a$ pour $S_{D1} \geq 0.4g$

$1.3T_a$ pour $S_{D1} = 0.3g$

$1.4T_a$ pour $S_{D1} = 0.2g$

$1.5T_a$ pour $S_{D1} = 0.15g$

$1.7T_a$ pour $S_{D1} \leq 0.1g$

Avec T_a , la période fondamentale approximative égale à $C_T h_n^{3/4}$, où C_T est un coefficient qui varie de 0.02 à 0.035 dépendant du type de structure.

ANNEXE 2-5 :
Catégorie de conception sismique

Valeurs de S_{DS}	Groupe sismique d'utilisation		
	I	II	III
$S_{DS} < 0.167g$	A	A	A
$0.167g < S_{DS} < 0.33g$	B	B	C
$0.33g < S_{DS} < 0.50g$	C	C	C
$0.50g < S_{DS}$	D	D	D

Valeurs de S_{D1}	Groupe sismique d'utilisation		
	I	II	III
$S_{D1} < 0.067g$	A	A	A
$0.067g < S_{D1} < 0.133g$	B	B	C
$0.133g < S_{D1} < 0.20g$	C	C	C
$0.20g < S_{D1}$	D	D	D

Les structures des groupes sismiques d'utilisations I et II localisées sur les sites où sur la carte des accélérations, dont la réponse spectrale à une période de 1 sec (S_1) est égale ou supérieure à 0.75g doivent être assignées dans la catégorie E et celles du groupe sismique d'utilisation III dans la catégorie F.

ANNEXE 4-1 :
Poteaux de gravité des structures de 12 étages

Poteau : 1 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Sx (mm ³)	My (kN.mm)	P _y (kN)	M _p (kN.mm)	P (kN)
12								160
11	W250x89	22800	2.9E+08	2.20E+06	7.70E+05	7980	861	424
10								412
9	WWF350x192	48800	1.1E+09	6.24E+06	2.18E+06	17080	2464	407
8								403
7	WWF400x362	92400	2.6E+09	1.28E+07	4.49E+06	32340	5236	401
6								399
5	WWF600x551	140400	9.5E+09	3.18E+07	1.11E+07	49140	12460	398
4								397
3	WWF650x739	188200	1.4E+10	4.42E+07	1.55E+07	65870	17640	396
2								396
1	section A	243200	1.7E+10	5.14E+07	1.80E+07	85120	21204.05	395

Poteau : 2 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Sx (mm ³)	My (kN.mm)	P _y (kN)	M _p (kN.mm)	P (kN)
12								96
11	W150x22	5680	24	3.18E+05	1.11E+05	1988	93.2	206
10								192
9	W150x30	7580	34.2	4.36E+05	1.53E+05	2653	170.8	190
8								188
7	W200X42	10560	81.2	7.92E+05	2.77E+05	3696	309.4	188
6								186
5	W200X46	11640	90.4	4.45E+05	1.56E+05	4074	311.5	186
4								186
3	W200X52	13240	105	5.09E+05	1.78E+05	4634	396.2	186
2								186
1	W250X73	18560	226	8.91E+05	3.12E+05	6496	689.5	186

Poteau : 3 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _y (kN.m)	P _y (kN)	M _p (kN.m)	P (kN)
12								216
11	W150x30	7580	34.2	4.36E+05	1.53E+05	2653	170.8	366
10								342
9	W200x46	11640	90.4	8.90E+05	3.12E+05	4074	311.5	340
8								338
7	W250x58	14840	174.6	1.39E+06	4.85E+05	5194	539	336
6								336
5	W250x73	18560	226	1.78E+06	6.24E+05	6496	689.5	334
4								334
3	W310x86	22000	396	2.56E+06	8.96E+05	7700	994	334
2								334
1	W310x97	24600	444	2.88E+06	1.01E+06	8610	1008	332

Poteau : 4 Direction: y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _y (mm ³)	M _y (kN.m)	P _y (kN)	M _p (kN.m)	P (kN)
12								357
11	W200x36	9080	1.53E+07	1.85E+05	6.48E+04	3178	98.7	966
10								945
9	W200x71	18140	5.08E+07	4.92E+05	1.72E+05	6349	261.8	935
8								930
7	W250x89	22800	9.68E+07	7.56E+05	2.65E+05	7980	401.8	926
6								923
5	W310x118	30000	1.80E+08	1.18E+06	4.12E+05	10500	625.1	921
4								919
3	WWF350x137	35000	2.86E+08	1.63E+06	5.72E+05	12250	868	918
2								917
1	WWF350x155	39600	3.14E+08	1.80E+06	6.29E+05	13860	952	916

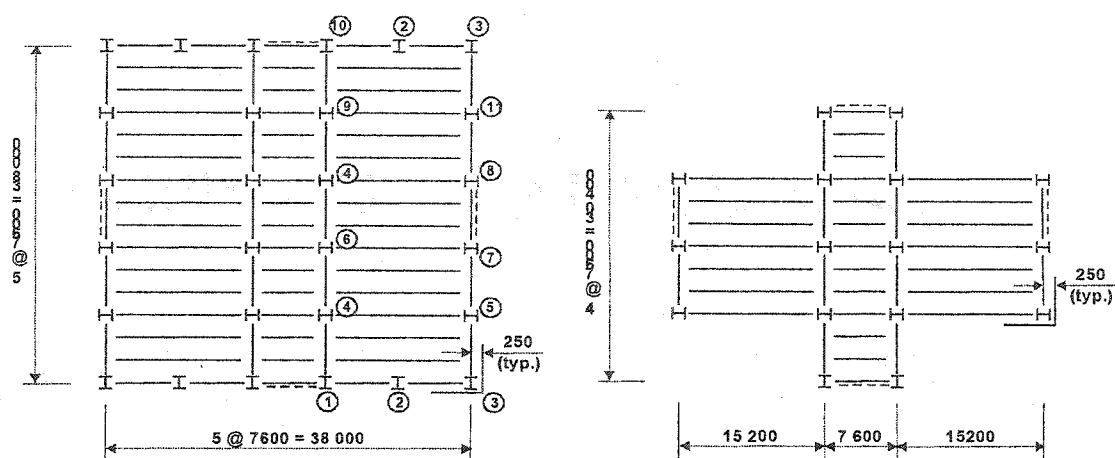
Poteau : 5 Direction: y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _y	M _y	P _y	M _p	P
12								494
11	W200x46	11640	30.6	302000	105700	4074	105.7	708
10								674
9	W250x73	18560	77.6	612000	214200	6496	324.1	668
8								664
7	W310x97	24600	145.8	956000	334600	8610	334.6	662
6								662
5	W310x118	30000	180.4	1176000	411600	10500	625.1	660
4								660
3	W310x143	36400	226	1458000	510300	12740	777	660
2								658
1	W310x179	45600	288	1838000	643300	15960	980	658

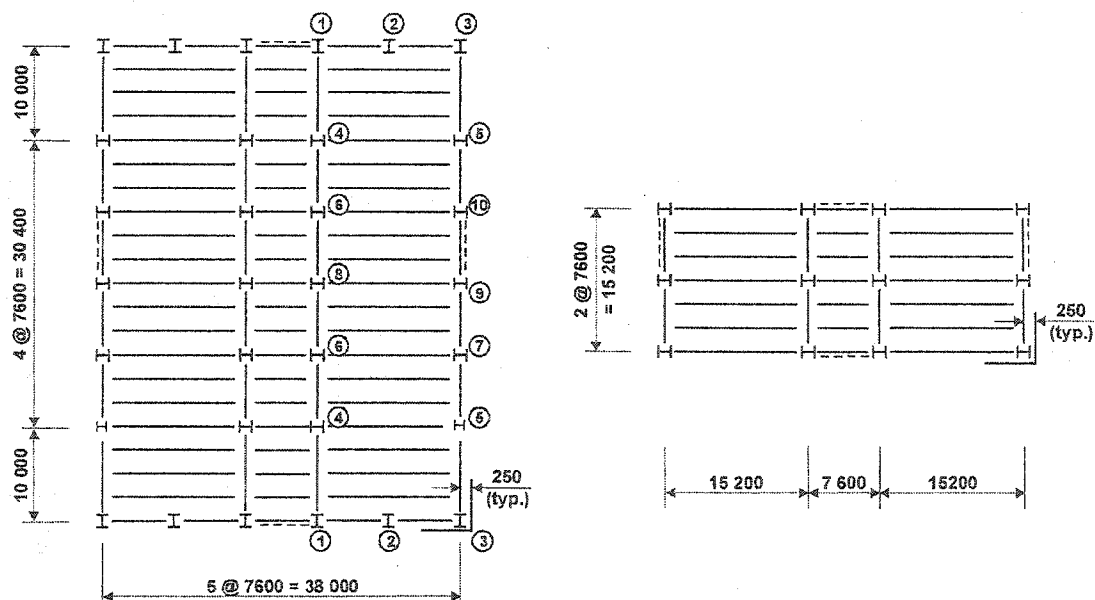
Poteau : 7 Direction: y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _y	I _{xy}	P _y	M _p	R _e
12								390
11	W200x42	10560	1.80E+07	2.16E+05	75600	3696	1.16E+02	1051
10								1029
9	W200x71	18140	5.08E+07	4.92E+05	172200	6349	2.62E+02	1020
8								1014
7	W250x101	25800	1.11E+08	8.64E+05	302400	9030	4.59E+02	1010
6								1007
5	W310x118	30000	1.80E+08	1.18E+06	411600	10500	6.25E+02	1005
4								1003
3	WWF350x137	35000	2.86E+08	1.63E+06	571900	12250	8.68E+02	1001
2								1000
1	WWF350x176	44800	3.58E+08	2.04E+06	714000	15680	1.09E+03	999

ANNEXE 5-1 :
Poteaux de gravité pour les structures de 8 étages



Vue en plan des bâtiments avec une irrégularité de masse de 200%



Vue en plan des bâtiments avec une irrégularité de 300 %

ANNEXE 5-1 :
Poteaux de gravité pour les structures I8-25-200

Poteau : **1** Direction: **X** Nombre: **1**

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							83.7
7	W200x59	7530	6.1E+07	580000	203000	2635.5	122
6							115
5	W310x129	16500	3.1E+08	1940000	679000	5775	113
4							112
3	WWF350x238	30300	3.5E+08	3720000	1302000	10605	111
2							212
1	WWF400x362	46200	1.3E+09	6410000	2243500	16170	238

Poteau : **2** Direction: **X** Nombre: **2**

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							124
1	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	1695	201

Poteau : **3** Direction: **X** Nombre: **2**

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							244
1	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	1695	361

Poteau : 4 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							544
7	W200x36	9080	1.5E+07	185200	64820	2270	727
6							692
5	W250x58	14840	3E+07	372000	130200	3710	686
4							683
3	W250x73	18560	7.8E+07	612000	214200	4640	682
2							862
1	W310x97	24600	1.5E+08	956000	334600	6150	858

Poteau : 5 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							149
7	W200x31	4000	4100000	61100	21385	1000	210
6							198
5	W200x42	5280	9000000	108000	37800	1320	196
4							195
3	W200x52	6620	1.8E+07	175000	61250	1655	194
2							311
1	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	332

Poteau : 6 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							382
7	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	485
6							464
5	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	460
4							458
3	W310x97	12300	7.3E+07	478000	167300	3075	457
2							456
1	W310x118	15000	9E+07	588000	205800	3750	456

Poteau : 9 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							83.7
7	W200x71	9070	2.5E+07	246000	86100	2267.5	122
6							115
5	W310x158	20000	1.3E+08	805000	281750	5000	113
4							112
3	WWF350X263	33600	2.9E+08	1630000	570500	8400	111
2							389
1	WWF350X263	33600	2.9E+08	1630000	570500	8400	435

Poteau : 10 Direction: X Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							182
1	W310x129	16500	3.1E+08	1940000	679000	4125	255

Poteau : 11 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _y (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							261
1	W200x36	4540	7640000	92600	32410	1135	354

ANNEXE 5-1 :
Poteaux de gravité pour les structures I8-25-300

Poteau : 1 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							483
1	WWF350x155	39600	9E+08	5160000	1806000	13860	651

Poteau : 2 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							129
1	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	3390	199

Poteau : 3 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							334
1	W200x31	8000	6.3E+07	598000	209300	2000	470

Poteau : 4 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	F _y (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							831
1	W200x46	11640	3.1E+07	302000	105700	2910	1050

Poteau : 5 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	F _y (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							
3							
2							612
1	W200x42	10560	1.8E+07	216000	75600	2640	814

Poteau : 6 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	F _y (kN)	P (kN)
8							434
7	W250x89	22800	9.7E+07	756000	264600	5700	604
6							574
5	WWF350x192	48800	4E+08	2280000	798000	12200	569
4							566
3	WWF450x342	87200	1.2E+09	5400000	1890000	21800	565
2							847
1	WWF450x342	87200	1.2E+09	5400000	1890000	21800	860

Poteau : 7 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	F _y (kN)	P (kN)
8							158
7	W200x31	4000	4100000	61100	21385	1000	228
6							215
5	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	213
4							212
3	W200x52	6620	1.8E+07	175000	61250	1655	211
2							318
1	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	332

Poteau : 8 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	W _x (mm ³)	P _x (kN)	P (kN)
8							359
7	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	456
6							436
5	W200x71	9070	2.5E+07	246000	86100	2267.5	432
4							430
3	W250x89	11400	4.8E+07	378000	132300	2850	429
2							429
1	W310x107	13600	8.1E+07	531000	185850	3400	428

ANNEXE 5-1 :**Poteaux de gravité pour les structures I8-50-200**

Poteau : 1 Direction: X Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							83.7
7	W250x67	8550	1E+08	806000	282100	2992.5	122
6							115
5	W310x143	18200	3.5E+08	2150000	752500	6370	113
4							213
3	WWF350x263	33600	7.1E+08	4070000	1424500	11760	239
2							238
1	WWF450x409	52200	1.9E+09	8380000	2933000	18270	237

Poteau : 2 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							124
3	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	1695	201
2							198
1	W200x31	8000	6.3E+07	598000	209300	2000	189

Poteau : 3 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							244
3	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	1695	361
2							338
1	W200x36	9080	6.8E+07	680000	238000	2270	334

Poteau : 4 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							544
7	W200x36	9080	1.5E+07	282000	98700	2270	727
6							692
5	W250x58	14840	3E+07	566000	198100	3710	686
4							865
3	W310x79	20000	8E+07	628000	219800	5000	861
2							859
1	W310x97	24600	1.5E+08	1450000	507500	6150	857

Poteau : 5 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							149
7	W200x31	4000	4100000	61100	21385	1000	210
6							198
5	W200x42	5280	9000000	108000	37800	1320	196
4							312
3	W200x59	7530	2E+07	199000	69650	1882.5	334
2							332
1	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	331

Poteau : 6 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							382
7	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	485
6							464
5	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	460
4							458
3	W310x97	12300	7.3E+07	478000	167300	3075	457
2							456
1	W310x118	15000	9E+07	588000	205800	3750	456

Poteau : 9 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							83.7
7	W250x67	8550	2.2E+07	186000	65100	2137.5	122
6							115
5	W310x143	18200	1.1E+08	729000	255150	4550	113
4							390
3	W310x143	18200	1.1E+08	729000	255150	4550	437
2							433
1	WWF350x176	22400	1.8E+08	1020000	357000	5600	431

Poteau : 10 Direction: X Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							182
3	W310x118	15000	2.8E+08	1750000	612500	3750	255
2							241
1	WWF400x273	34800	1E+09	5000000	1750000	8700	239

Poteau : 11 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _y (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							261
3	W200x36	4540	7640000	340000	119000	1135	354
2							337
1	W250x58	7420	1.9E+07	693000	242550	1855	334

ANNEXE 5-1 :
Poteaux de gravité pour les structures I8-50-300

Poteau : 1 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							483
3	WWF350x155	39600	9E+08	5160000	1806000	13860	651
2							619
1	WWF450x308	78600	2.9E+09	12960000	4536000	27510	613

Poteau : 2 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							129
3	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	3390	199
2							197
1	W200x31	8000	6.3E+07	598000	209300	4000	188

Poteau : 3 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							334
3	W200x31	8000	6.3E+07	598000	209300	2000	470
2							444
1	W200x46	11640	9E+07	890000	311500	2910	440

Poteau : 4 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							831
3	W200x46	11640	3.1E+07	302000	105700	2910	1050
2							1006
1	W250x73	18560	7.8E+07	612000	214200	4640	999

Poteau : 5 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							
5							
4							612
3	W200x42	10560	1.8E+07	216000	75600	2640	814
2							778
1	W250x67	17100	4.4E+07	436000	152600	4275	772

Poteau : 6 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							434
7	W310x79	20000	8E+07	628000	219800	5000	604
6							574
5	WWF350x192	48800	4E+08	2280000	798000	12200	569
4							850
3	WWF350x192	48800	4E+08	2280000	798000	12200	864
2							861
1	WWF400x202	51400	5.3E+08	2660000	931000	12850	858

Poteau : 7 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							158
7	W200x31	4000	4100000	61100	21385	1000	228
6							215
5	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	213
4							319
3	W250x67	8550	2.2E+07	218000	76300	2137.5	334
2							332
1	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	331

Poteau : 8 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	F _x (kN)	P (kN)
8							359
7	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	456
6							436
5	W200x71	9070	2.5E+07	246000	86100	2267.5	432
4							430
3	W250x89	11400	4.8E+07	378000	132300	2850	429
2							429
1	W310x107	13600	8.1E+07	531000	185850	3400	428

ANNEXE 5-1 :
Poteaux de gravité pour les structures I8-75-200

Poteau : 1		Direction: X		Nombre: 1			
niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							83.7
7	W250X67	8550	1E+08	806000	282100	2992.5	122
6							216
5	W310x158	20000	3.9E+08	2360000	826000	7000	241
4							239
3	WWF400x303	38600	1.1E+09	5500000	1925000	13510	238
2							237
1	WWF500X456	58200	2.7E+09	10600000	3710000	20370	236

Poteau : 2		Direction: X		Nombre: 2			
niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							124
5	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	3390	201
4							198
3	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	3390	189
2							188
1	W200x36	9080	6.8E+07	680000	238000	4540	187

Poteau : 3		Direction: X		Nombre: 2			
niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							244
5	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	1695	361
4							338
3	W200x36	9080	6.8E+07	680000	238000	2270	334
2							333
1	W200x46	11640	9E+07	890000	311500	2910	331

Poteau : 4 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	P (kN)
8							544
7	W200x36	9080	1.5E+07	185200	64820	2270	727
6							874
5	W250x67	17100	4.4E+07	436000	152600	4275	868
4							863
3	W310x86	22000	8.9E+07	702000	245700	5500	860
2							858
1	W310x107	27200	1.6E+08	1062000	371700	6800	857

Poteau : 5 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	P (kN)
8							149
7	W200x31	4000	4100000	61100	21385	1000	210
6							315
5	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	336
4							334
3	W200x71	9070	2.5E+07	246000	86100	2267.5	332
2							331
1	W250x80	10200	4.3E+07	338000	118300	2550	331

Poteau : 6 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	P (kN)
8							382
7	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	485
6							464
5	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	460
4							458
3	W310x97	12300	7.3E+07	478000	167300	3075	457
2							456
1	W310x118	15000	9E+07	588000	205800	3750	456

Poteau : 9 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	P (kN)
8							83.7
7	W250x67	8550	2.2E+07	218000	76300	2137.5	122
6							393
5	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	440
4							434
3	W310x97	12300	7.3E+07	478000	167300	3075	431
2							430
1	W310x118	15000	9E+07	588000	205800	3750	429

Poteau : 10 Direction: X Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	R (kN)
8							
7							
6							182
5	W310x107	13600	2.5E+08	1590000	556500	3400	255
4							241
3	WWF350x263	33600	7.1E+08	3720000	1302000	8400	239
2							237
1	WWF450x409	52200	1.9E+09	8380000	2933000	13050	237

Poteau : 11 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _y (mm ³)	M _y (kN.mm)	P _y (kN)	R (kN)
8							
7							
6							261
5	W200x36	4540	7640000	92600	32410	1135	354
4							337
3	W250x58	7420	1.9E+07	186000	65100	1855	334
2							332
1	W250x73	9280	3.9E+07	306000	107100	2320	331

ANNEXE 5-1 :
Poteaux de gravité pour les structures I8-75-300

Poteau : 1 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							483
5	W310x129	33000	6.2E+08	3880000	1358000	11550	651
4							619
3	WWF400x303	77200	2.2E+09	11000000	3850000	27020	613
2							610
1	WWF500x561	143200	6.1E+09	24600000	8610000	50120	609

Poteau : 2 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							129
5	W200x27	6780	5.2E+07	498000	174300	3390	199
4							197
3	W200x31	8000	6.3E+07	598000	209300	4000	188
2							187
1	W200x36	9080	6.8E+07	680000	238000	4540	186

Poteau : 3 Direction: X Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							334
5	W200x31	8000	6.3E+07	598000	209300	2000	470
4							444
3	W200x46	11640	9E+07	890000	311500	2910	440
2							437
1	W250x58	14840	1.7E+08	1386000	485100	3710	436

Poteau : 4 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							831
5	W200x46	11640	3.1E+07	302000	105700	2910	1050
4							1006
3	W250x73	18560	7.8E+07	612000	214200	4640	999
2							995
1	W310x97	24600	1.5E+08	956000	334600	6150	993

Poteau : 5 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							
7							
6							612
5	W200x42	10560	1.8E+07	216000	75600	2640	814
4							778
3	W250x67	17100	4.4E+07	436000	152600	4275	772
2							768
1	W250x80	20400	8.6E+07	676000	236600	5100	766

Poteau : 6 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							434
7	W250x67	17100	4.4E+07	436000	152600	4275	604
6							857
5	W310x97	24600	1.5E+08	956000	334600	6150	870
4							864
3	W310x118	30000	1.8E+08	1176000	411600	7500	861
2							859
1	WWF350x137	35000	2.9E+08	1634000	571900	8750	857

Poteau : 7 Direction: Y Nombre: 2

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.mm)	P _x (kN)	P (kN)
8							158
7	W200x31	4000	4100000	61100	21385	1000	228
6							322
5	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	336
4							334
3	W200x71	9070	2.5E+07	246000	86100	2267.5	332
2							331
1	W250x89	11400	4.8E+07	378000	132300	2850	331

Poteau : 8 Direction: Y Nombre: 1

niveau	section	A (mm ²)	I (mm ⁴)	S _x (mm ³)	M _x (kN.m)	P _x (kN)	P (kN)
8							359
7	W200x46	5820	1.5E+07	151000	52850	1455	456
6							436
5	W200x71	9070	2.5E+07	246000	86100	2267.5	432
4							430
3	W250x89	11400	4.8E+07	378000	132300	2850	429
2							429
1	W310x107	13600	8.1E+07	531000	185850	3400	428

ANNEXE 5-2 :

I8-25-200S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4à5	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
3à4	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
2à3	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
1à2	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
0à1	152x152x9.5	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x67	8570	7.6	2.96E+08	1.45E+07
6	W460x67	8570	7.6	2.96E+08	1.45E+07
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
1	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
3	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
2	WWF500x306	39000	3.8	1.81E+09	6.25E+08
1	WWF500x306	39000	3.8	1.81E+09	6.25E+08
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
7	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
6	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
5	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
4	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
3	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
2	WWF450x274	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
1	WWF450x274	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08

ANNEXE 5-2:

I8-25-200D					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	102x102x6.4	2960	8.50	3.42E+06	3.42E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4à5	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
3à4	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
2à3	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
1à2	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
0à1	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x67	8570	7.6	2.96E+08	1.45E+07
6	W460x67	8570	7.6	2.96E+08	1.45E+07
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
1	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF400x220	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
3	WWF400x220	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
2	WWF500x276	35200	3.8	1.68E+09	5.83E+08
1	WWF500x276	35200	3.8	1.68E+09	5.83E+08
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
5	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
4	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
3	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
2	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
1	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08

ANNEXE 5-2:

I8-50-200S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
4à5	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
3à4	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
2à3	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
1à2	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
0à1	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x61	7660	7.6	2.55E+08	1.22E+07
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
1	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF450x228	29000	3.8	1.11E+09	3.80E+08
3	WWF450x228	29000	3.8	1.11E+09	3.80E+08
2	WWF500x343	43800	3.8	2.04E+09	7.29E+08
1	WWF500x343	43800	3.8	2.04E+09	7.29E+08
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
7	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
6	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
5	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
4	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
3	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
2	WWF500x343	43800	3.8	2.04E+09	7.29E+08
1	WWF500x343	43800	3.8	2.04E+09	7.29E+08

ANNEXE 5-2:

I8-50-200D					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
7a8	102x102x6.4	2960	8.50	3.42E+06	3.42E+06
6a7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5a6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4a5	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
3a4	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
2a3	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
1a2	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
0a1	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
1	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
3	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
2	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
1	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
5	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
4	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
3	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
2	WWF500x306	39000	3.8	1.81E+09	6.25E+08
1	WWF500x306	39000	3.8	1.81E+09	6.25E+08

ANNEXE 5-2:

I8-75-200S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
7a8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6a7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5a6	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
4a5	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
3a4	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
2a3	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
1a2	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
0a1	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x61	7660	7.6	2.55E+08	1.22E+07
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
2	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
1	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
Étages	Poteaux N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	W310x158	20000	3.8	3.86E+08	1.25E+08
5	W310x158	20000	3.8	3.86E+08	1.25E+08
4	WWF450x248	31600	3.8	1.21E+09	4.25E+08
3	WWF450x248	31600	3.8	1.21E+09	4.25E+08
2	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08
1	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08
Étages	Poteaux N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_x (mm ⁴)	I_y (mm ⁴)
8	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
7	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF400x243	31000	3.8	8.94E+08	3.20E+08
3	WWF400x243	31000	3.8	8.94E+08	3.20E+08
2	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08
1	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08

ANNEXE 5-2:

I8-75-200D					
Étages	Aires (mm ²)	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	102x102x6.4	2960	8.50	3.42E+06	3.42E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
4à5	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
3à4	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
2à3	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
1à2	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
0à1	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
2	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
1	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
Étages	Poteaux / N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	W310x158	20000	3.8	3.86E+08	1.25E+08
5	W310x158	20000	3.8	3.86E+08	1.25E+08
4	WWF450x248	31600	3.8	1.21E+09	4.25E+08
3	WWF450x248	31600	3.8	1.21E+09	4.25E+08
2	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08
1	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08
Étages	Poteaux / N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x155	19800	3.8	4.51E+08	1.57E+08
5	WWF350x155	19800	3.8	4.51E+08	1.57E+08
4	WWF450x248	31600	3.8	1.21E+09	4.25E+08
3	WWF450x248	31600	3.8	1.21E+09	4.25E+08
2	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08
1	WWF500x381	48600	3.8	2.25E+09	8.34E+08

ANNEXE 5-2:

I8-25-300S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)
7à8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6à7	102x102x8	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4à5	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
3à4	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
2à3	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
1à2	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
0à1	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x61	7660	7.6	2.55E+08	1.22E+07
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
1	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
Étages	Poteaux N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
3	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
2	WWF450x308	39300	3.8	1.46E+09	5.32E+08
1	WWF450x308	39300	3.8	1.46E+09	5.32E+08
Étages	Poteaux N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)
8	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
7	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
6	W310x118	15000	3.8	2.75E+08	9.02E+07
5	W310x118	15000	3.8	2.75E+08	9.02E+07
4	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
3	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
2	WWF500x276	35200	3.8	1.68E+09	5.83E+08
1	WWF500x276	35200	3.8	1.68E+09	5.83E+08

ANNEXE 5-2:

18-25-300D					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6à7	102x102x8	2960	8.50	3.99E+06	3.99E+06
5à6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4à5	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
3à4	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
2à3	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
1à2	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
0à1	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x61	7660	7.6	2.55E+08	1.22E+07
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
3	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
2	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
1	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
3	WWF400x202	25700	3.8	7.65E+08	2.67E+08
2	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
1	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
Étages	Poteaux 8 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
7	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
6	W310x118	15000	3.8	2.75E+08	9.02E+07
5	W310x118	15000	3.8	2.75E+08	9.02E+07
4	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08
3	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08
2	WWF400x273	34800	3.8	1.00E+09	3.74E+08
1	WWF400x273	34800	3.8	1.00E+09	3.74E+08

ANNEXE 5-2:

I8-50-300S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4à5	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
3à4	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
2à3	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
1à2	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
0à1	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W460x61	7660	7.6	2.55E+08	1.22E+07
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
1	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08
3	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08
2	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
1	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
Étages	Poteaux 8 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
7	W250X67	8550	3.8	1.04E+08	2.22E+07
6	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
5	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
4	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
3	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
2	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
1	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08

ANNEXE 5-2:

I8-50-300D					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
7à8	102x102x6.4	2960	8.50	3.42E+06	3.42E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
4à5	127x127x8	2960	8.50	8.36E+06	8.36E+06
3à4	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
2à3	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
1à2	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
0à1	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
4	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
3	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
2	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
1	W610x82	10400	7.6	5.60E+08	1.21E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
5	WWF350x137	17500	3.8	4.12E+08	1.43E+08
4	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08
3	WWF350x238	30300	3.8	6.50E+08	2.50E+08
2	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
1	WWF450x342	43600	3.8	1.61E+09	6.08E+08
Étages	Poteaux 8 N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
5	W310x129	16500	3.8	3.08E+08	1.00E+08
4	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
3	WWF400x220	28000	3.8	8.34E+08	2.99E+08
2	WWF500x343	43800	3.8	1.81E+09	6.25E+08
1	WWF500x343	43800	3.8	1.81E+09	6.25E+08

ANNEXE 5-2:

I8-75-300S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ²)	I _y (mm ²)
7à8	102x102x4.8	2960	8.50	2.75E+06	2.75E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
4à5	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
3à4	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
2à3	178x178x11	2960	8.50	3.21E+07	3.21E+07
1à2	178x178x11	2960	8.50	3.21E+07	3.21E+07
0à1	203x203x9.5	2960	8.50	4.39E+07	4.39E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ²)	I _y (mm ²)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
3	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
2	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
1	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ²)	I _y (mm ²)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08
5	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08
4	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
3	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
2	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09
1	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09
Étages	Poteaux 8 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ²)	I _y (mm ²)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x155	19800	3.8	4.51E+08	1.57E+08
5	WWF350x155	19800	3.8	4.51E+08	1.57E+08
4	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
3	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
2	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09
1	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09

ANNEXE 5-2:

I8-75-300D					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
7à8	102x102x6.4	2960	8.50	3.42E+06	3.42E+06
6à7	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
5à6	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
4à5	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
3à4	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
2à3	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
1à2	178x178x11	2960	8.50	3.21E+07	3.21E+07
0à1	203x203x9.5	2960	8.50	4.39E+07	4.39E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
8	W360x51	6440	7.6	1.41E+08	9.68E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
3	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
2	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
1	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08
5	WWF350x176	22400	3.8	5.02E+08	1.79E+08
4	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
3	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
2	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09
1	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09
Étages	Poteaux 8 N-S	Aires (mm²)	longueur (m)	I_x (mm⁴)	I_y (mm⁴)
8	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
7	W250X73	9280	3.8	1.13E+08	3.88E+07
6	WWF350x155	19800	3.8	4.51E+08	1.57E+08
5	WWF350x155	19800	3.8	4.51E+08	1.57E+08
4	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
3	WWF450x274	35000	3.8	1.30E+09	4.56E+08
2	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09
1	WWF550x420	53600	3.8	3.05E+09	1.11E+09

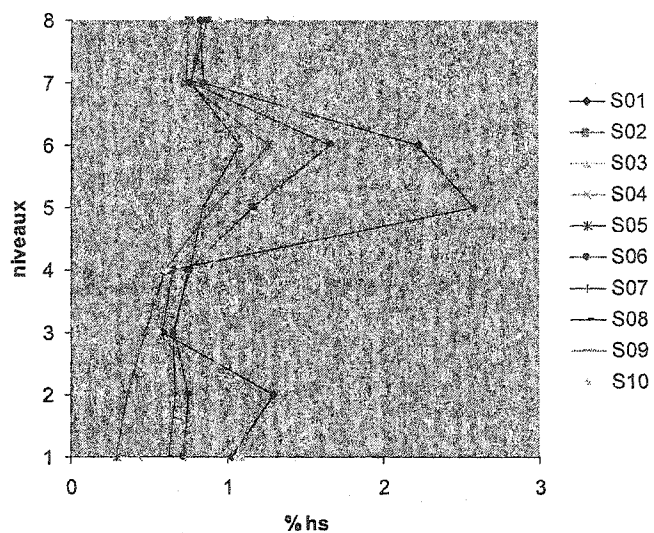
ANNEXE 5-2:

R8-100-200S					
Étages	Contreventements N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
7à8	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
6à7	127x127x9.5	2960	8.50	9.48E+06	9.48E+06
5à6	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
4à5	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
3à4	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
2à3	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
1à2	178x178x11	2960	8.50	3.21E+07	3.21E+07
0à1	178x178x11	2960	8.50	3.21E+07	3.21E+07
Étages	Poutres N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W460x52	6630	7.6	2.12E+08	6.34E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
3	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
2	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
1	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
7	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
6	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
5	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
4	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
3	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
2	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09
1	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09
Étages	Poteaux 7 N-S	Aires (mm ²)	longueur (m)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)
8	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
7	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
6	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
5	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
4	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
3	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
2	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09
1	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09

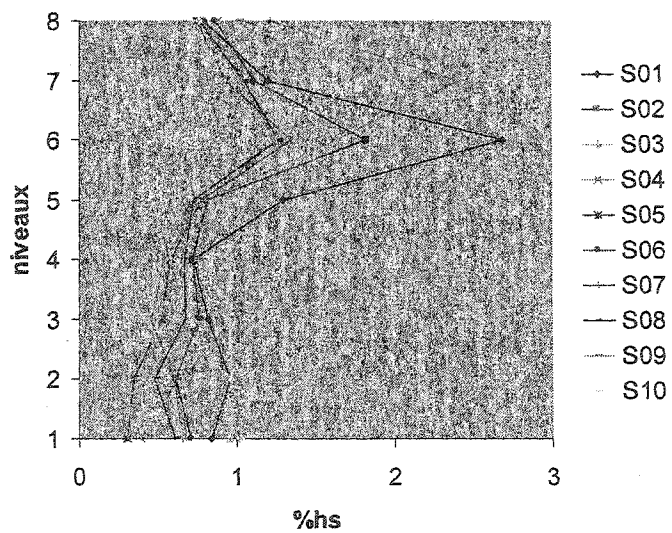
ANNEXE 5-2 :

R8-100-200D					
Etages	Contreventements	Aires	longueur	I_x	I_y
	N-S	(mm²)	(m)	(mm⁴)	(mm⁴)
7à8	127x127x6.4	2960	8.50	7.05E+06	7.05E+06
6à7	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
5à6	152x152x8	2960	8.50	1.51E+07	1.51E+07
4à5	152x152x9.5	2960	8.50	1.73E+07	1.73E+07
3à4	152x152x11	2960	8.50	1.93E+07	1.93E+07
2à3	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
1à2	178x178x9.5	2960	8.50	2.86E+07	2.86E+07
0à1	178x178x11	2960	8.50	3.21E+07	3.21E+07
Etages	Poutres	Aires	longueur	I_x	I_y
	N-S	(mm²)	(m)	(mm⁴)	(mm⁴)
8	W460x52	6630	7.6	2.12E+08	6.34E+06
7	W530x66	8370	7.6	3.51E+08	8.57E+06
6	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
5	W530x74	9520	7.6	4.11E+08	1.04E+07
4	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
3	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
2	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
1	W530x82	10500	7.6	4.78E+08	2.03E+07
Etages	Poteaux	Aires	longueur	I_x	I_y
	N-S	(mm²)	(m)	(mm⁴)	(mm⁴)
8	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
7	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
6	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
5	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
4	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
3	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
2	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09
1	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09
Etages	Poteaux	Aires	longueur	I_x	I_y
	N-S	(mm²)	(m)	(mm⁴)	(mm⁴)
8	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
7	W250x89	11400	3.8	1.43E+08	4.84E+07
6	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
5	WWF350x192	24400	3.8	5.46E+08	2.00E+08
4	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
3	WWF400x303	38600	3.8	1.10E+09	4.27E+08
2	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09
1	WWF500x456	58200	3.8	2.66E+09	1.04E+09

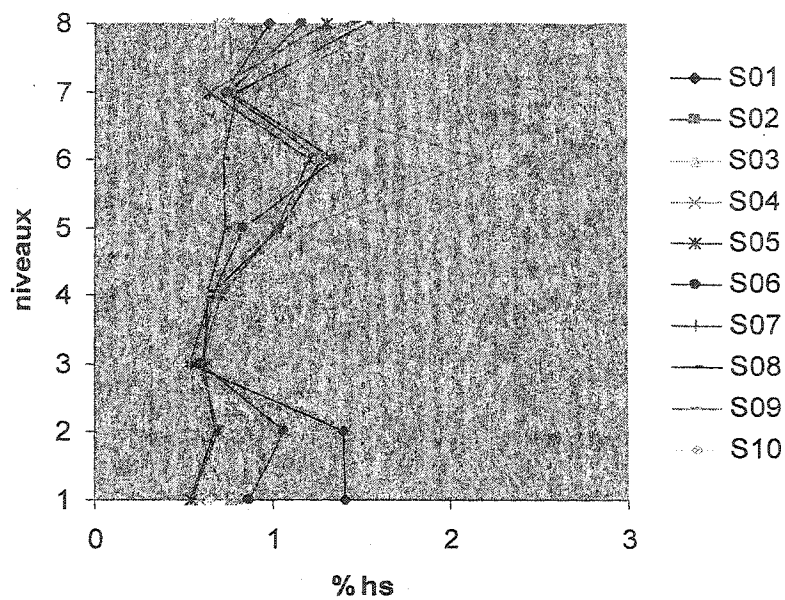
ANNEXE 5-3 :
Déplacements inter-étages de pointe pour SF=1



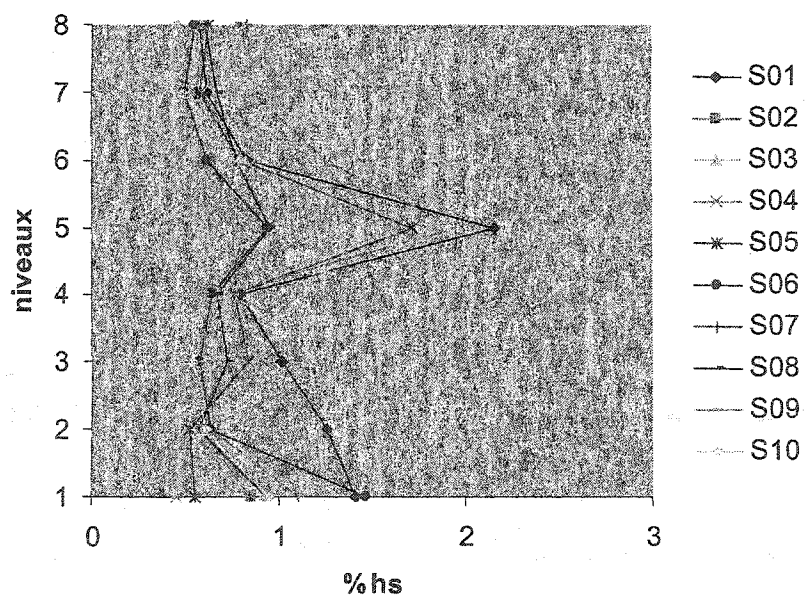
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de R8-100-200S pour SF=1.0



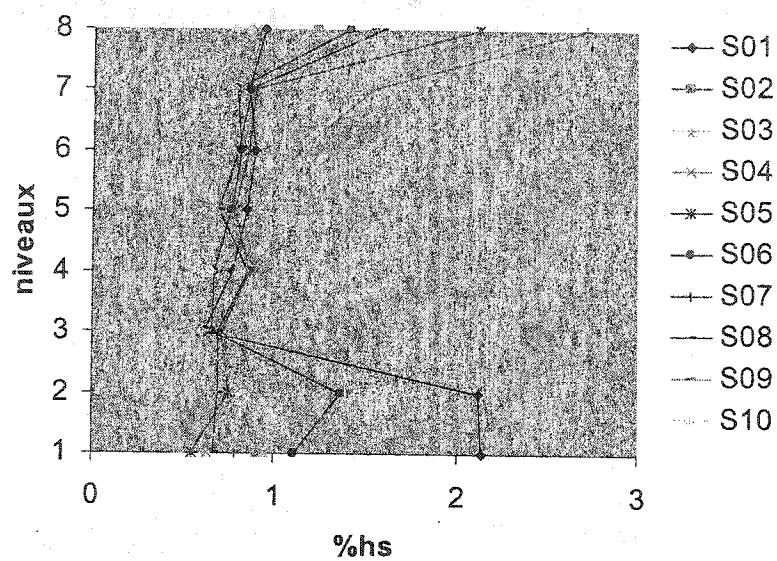
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de R8-100-200D pour SF=1.0



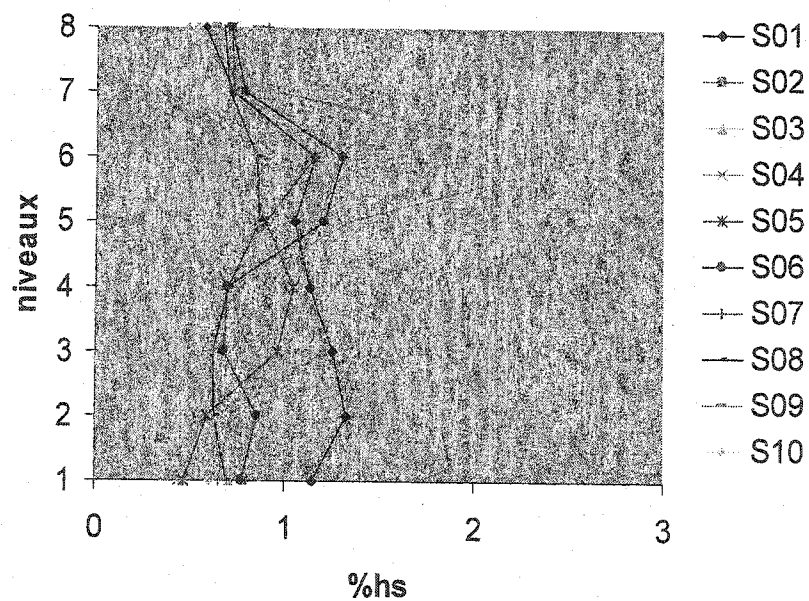
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-25-200S pour SF=1.0



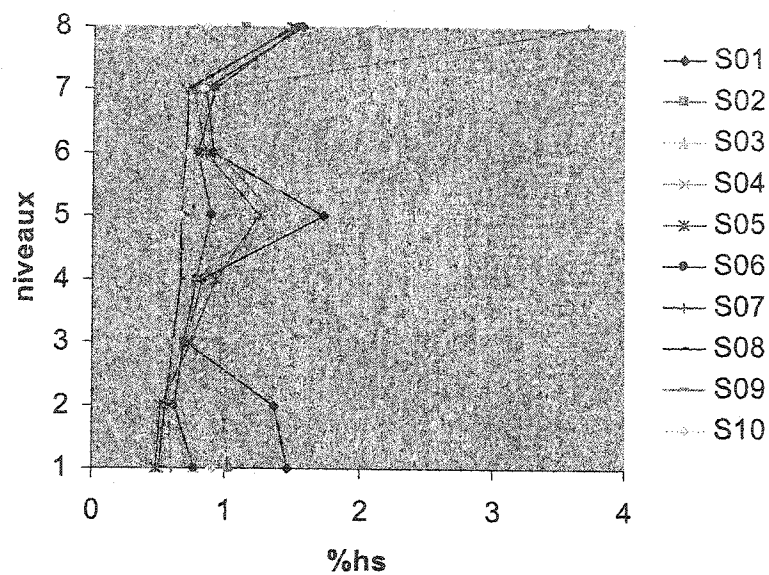
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-25-200D pour SF=1.0



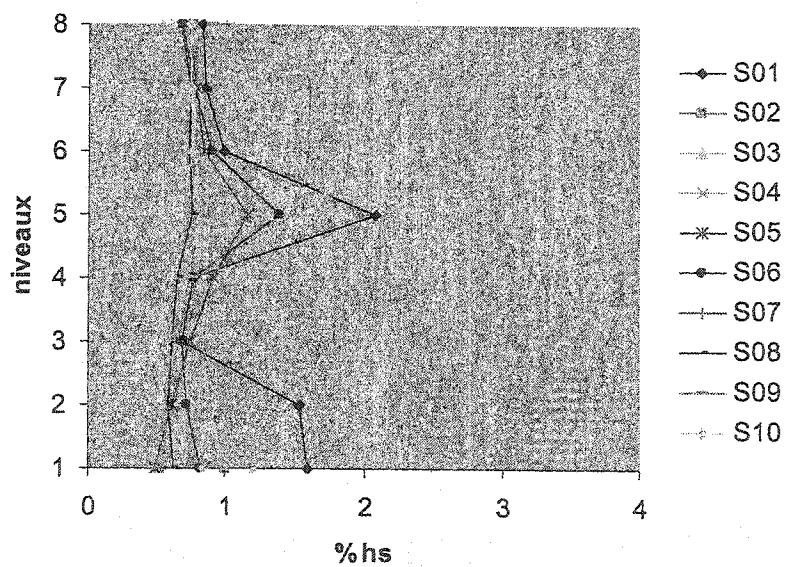
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-50-200S pour SF=1.0



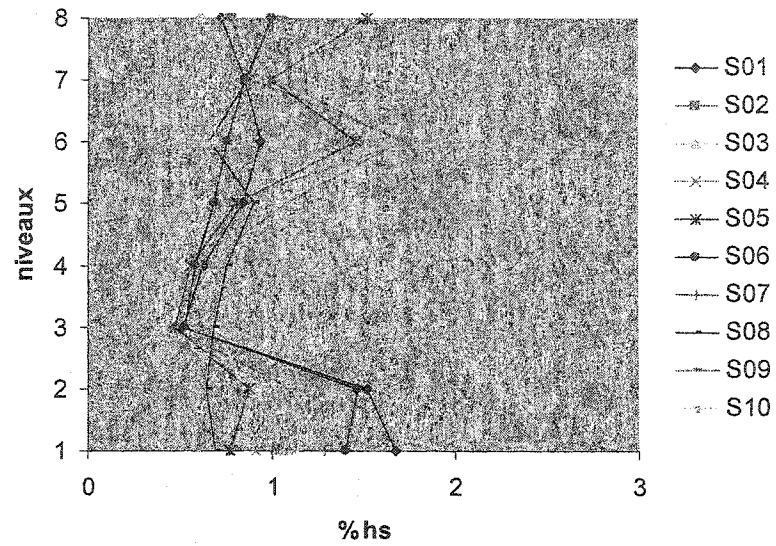
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-50-200D pour SF=1.0



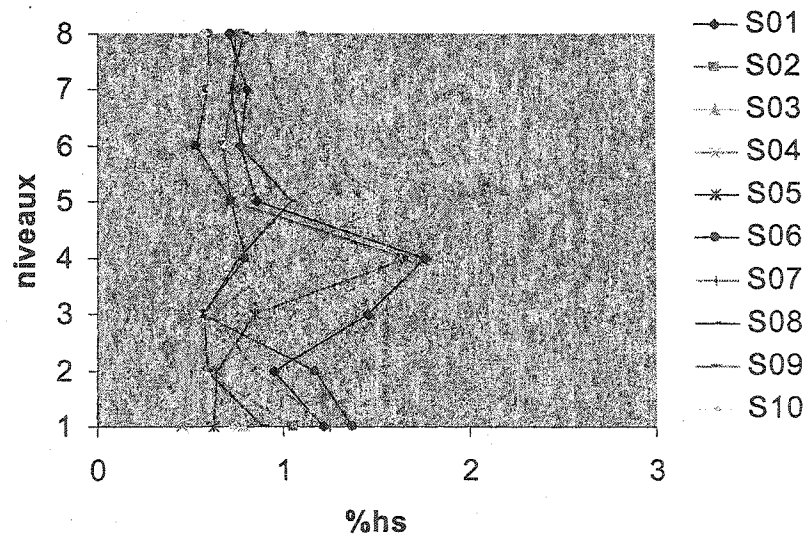
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-75-200S pour SF=1.0



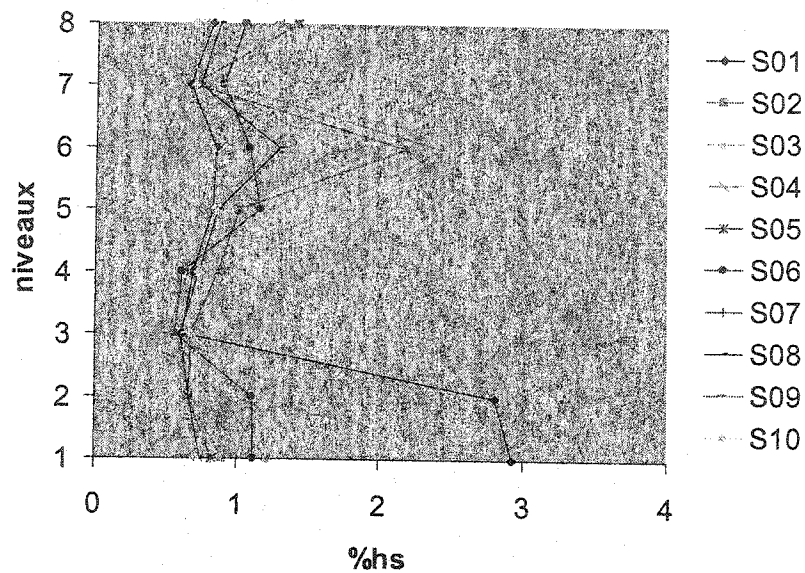
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-75-200D pour SF=1.0



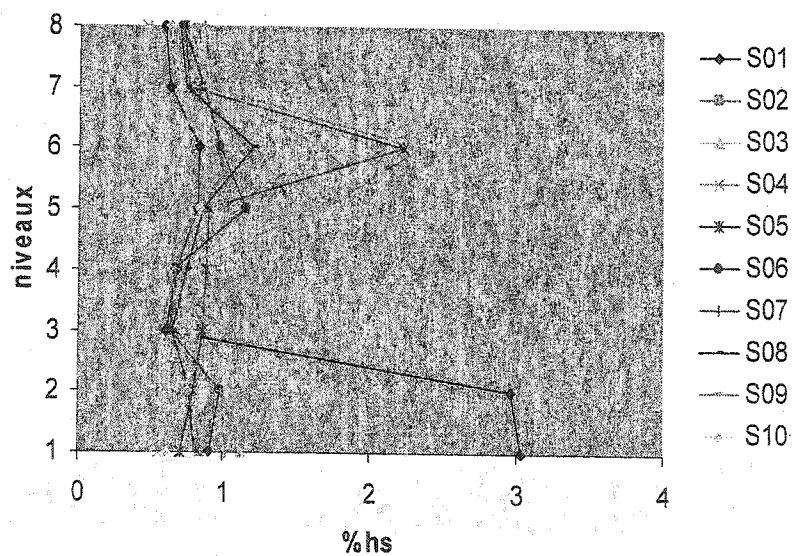
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-25-300S pour SF=1.0



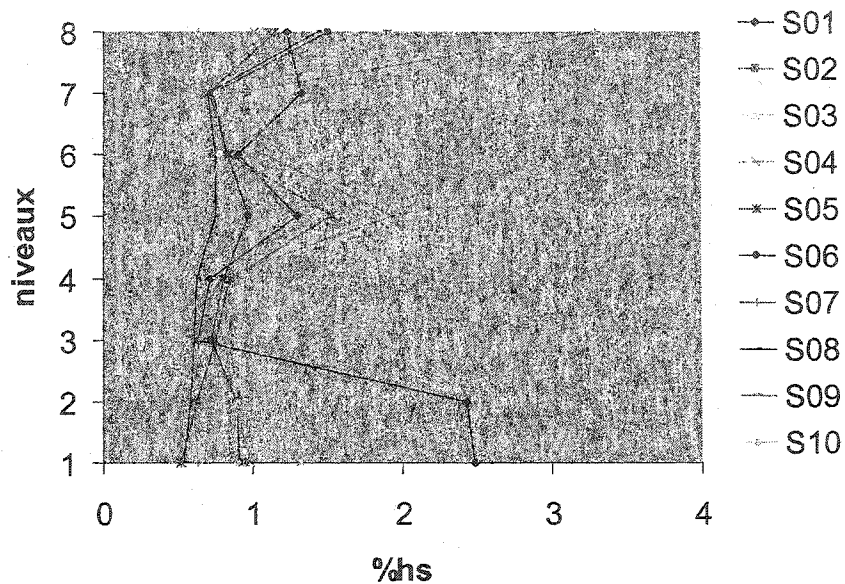
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-25-300D pour SF=1.0



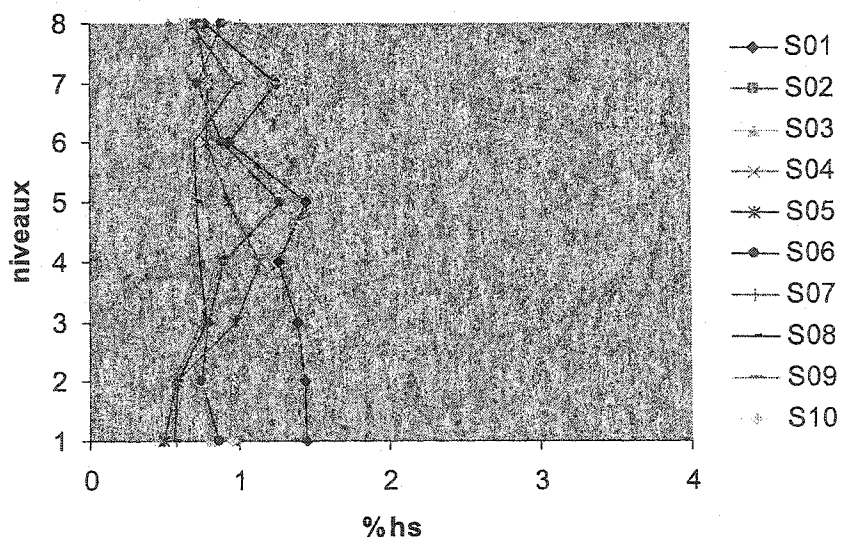
Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-50-300S pour SF=1.0



Déplacements inter étages de pointe à chaque étage de I8-50-300D pour SF=1.0

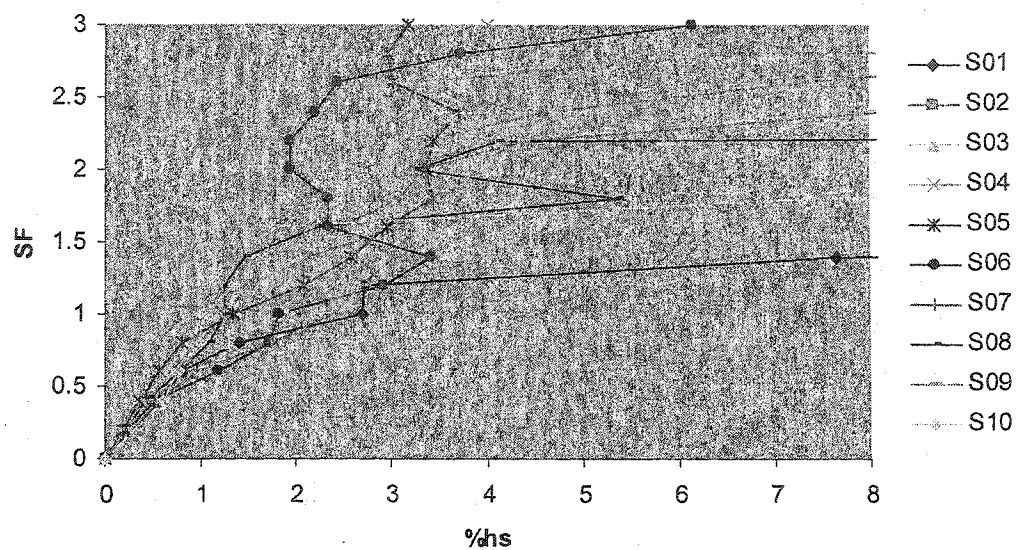


Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-75-300S pour SF=1.0

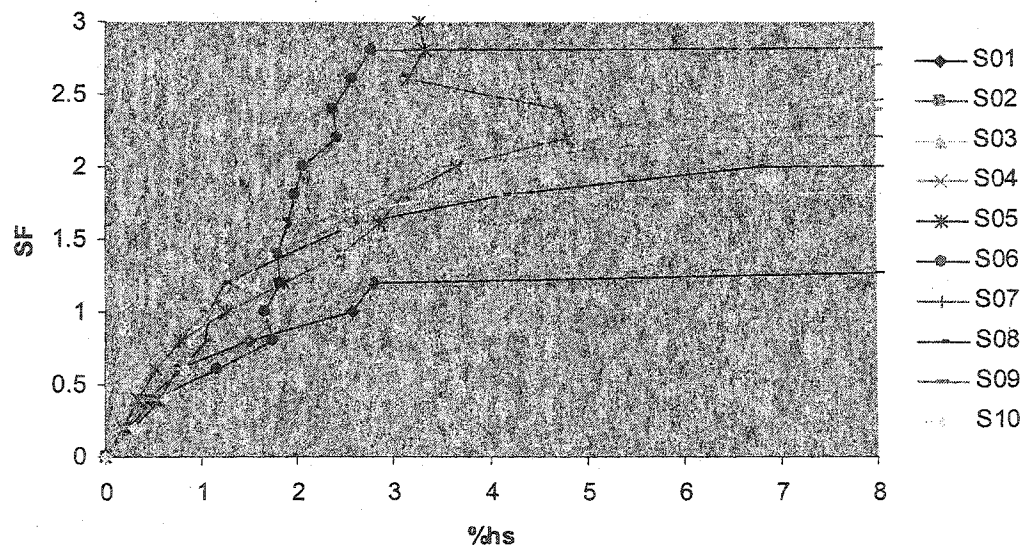


Déplacements inter étage de pointe à chaque étage de I8-75-300D pour SF=1.0

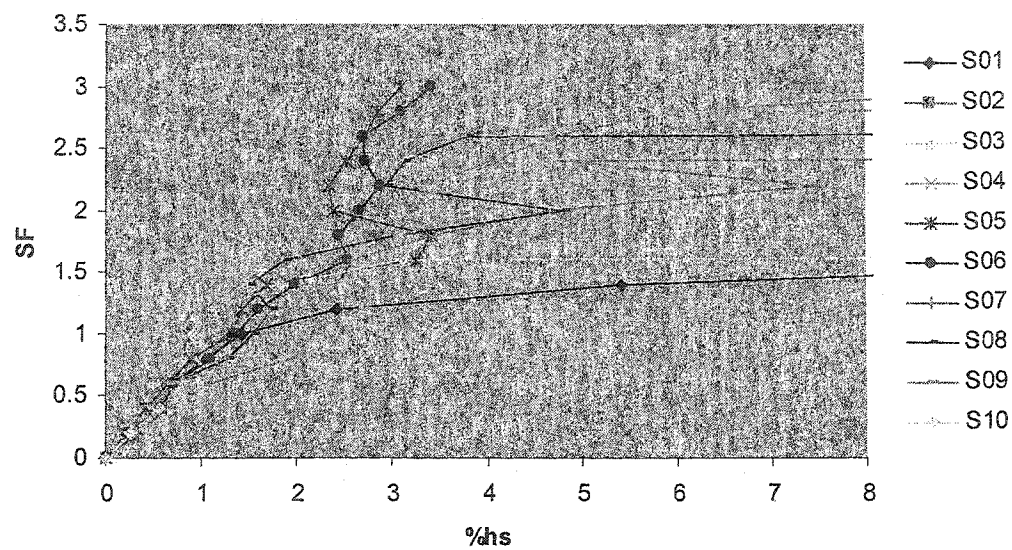
ANNEXE 5-4 :
Courbe IDA pour chaque structure



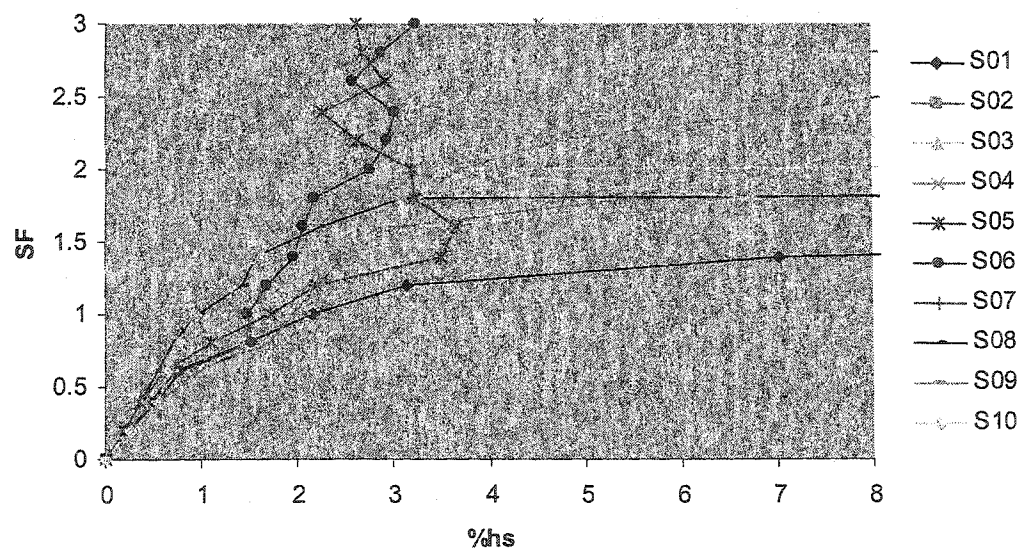
Courbe IDA pour la structure R8-10-200S



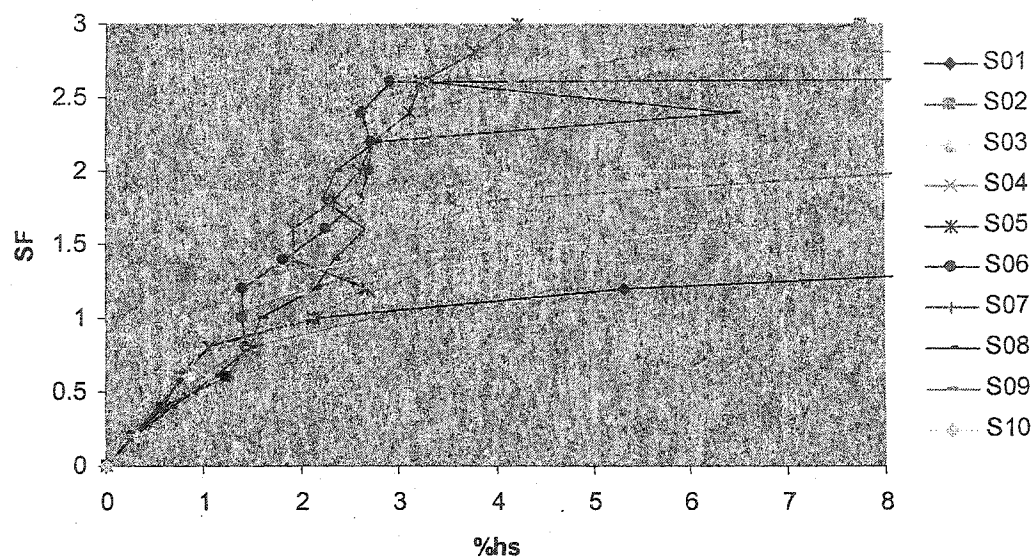
Courbe IDA pour la structure R8-10-200D



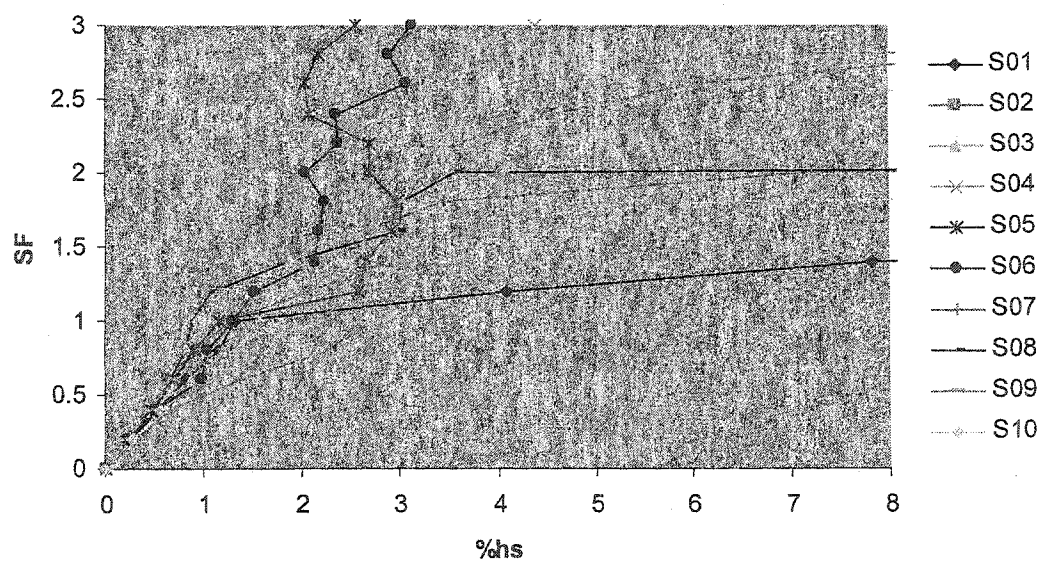
Courbe IDA pour la structure I8-25-200S



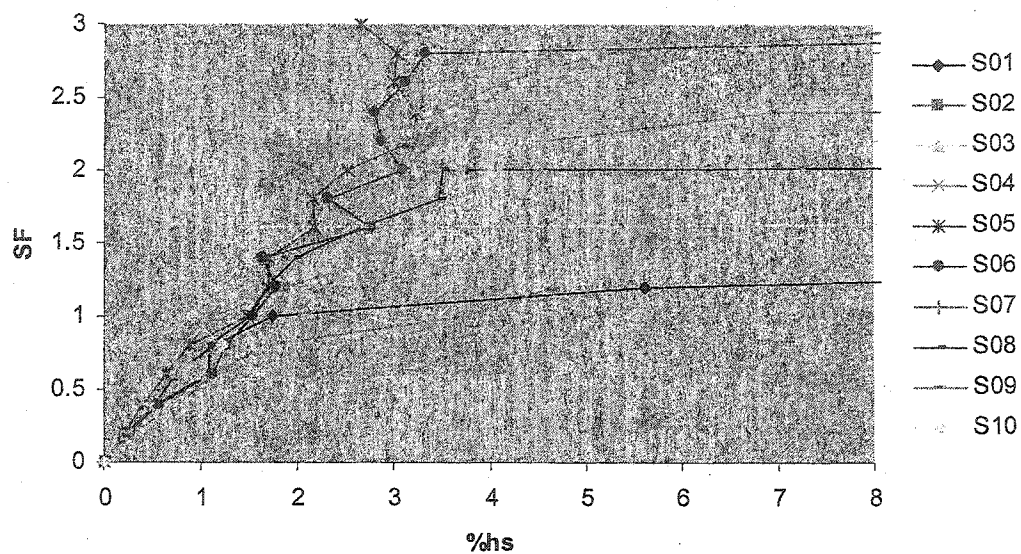
Courbe IDA pour la structure I8-25-200D



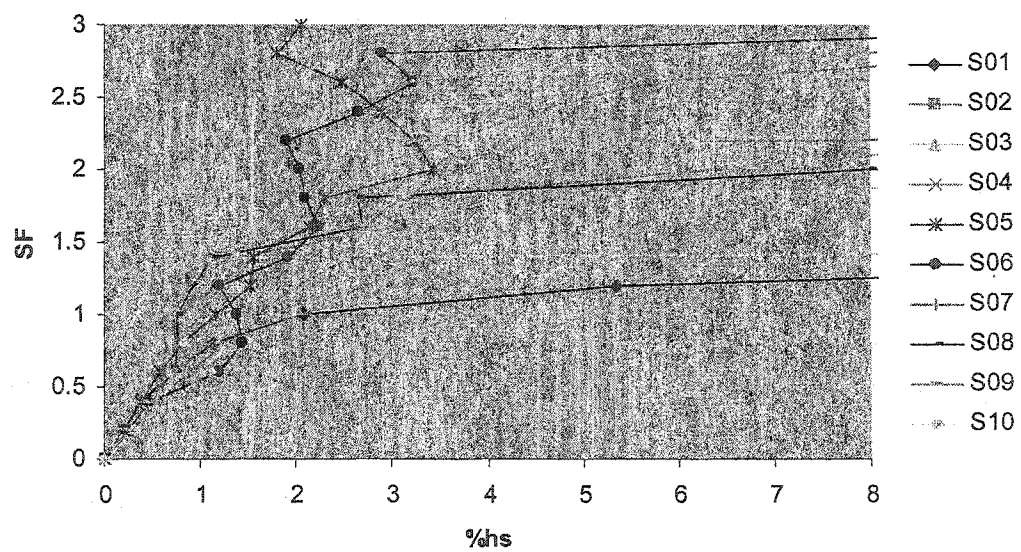
Courbe IDA pour la structure I8-50-200S



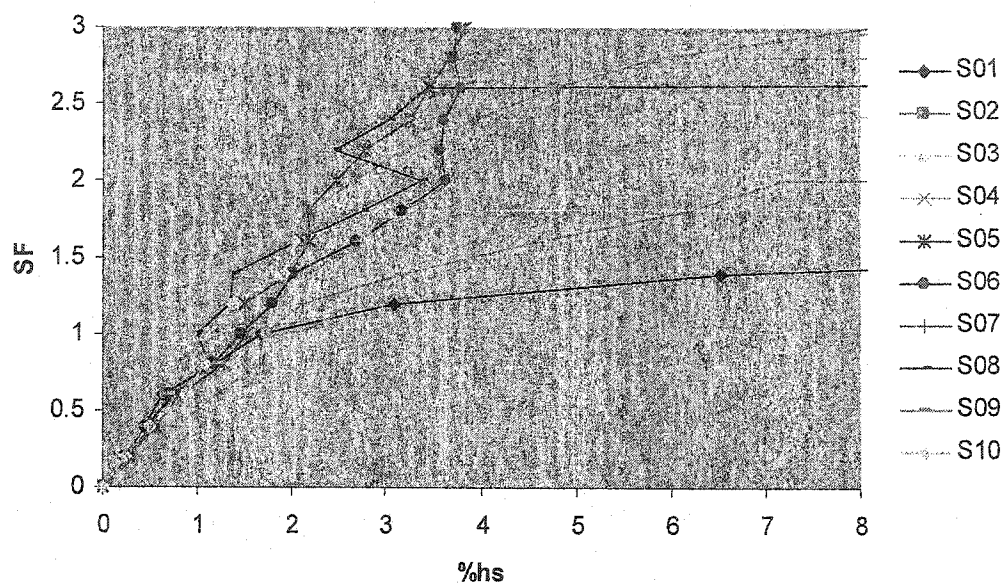
Courbe IDA pour la structure I8-50-200D



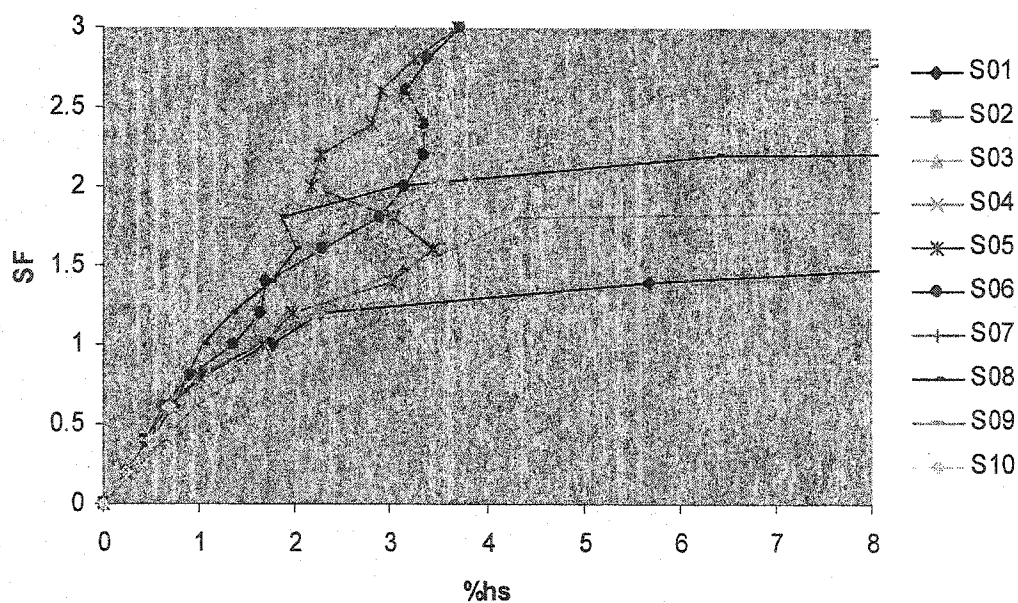
Courbe IDA pour la structure I8-75-200S



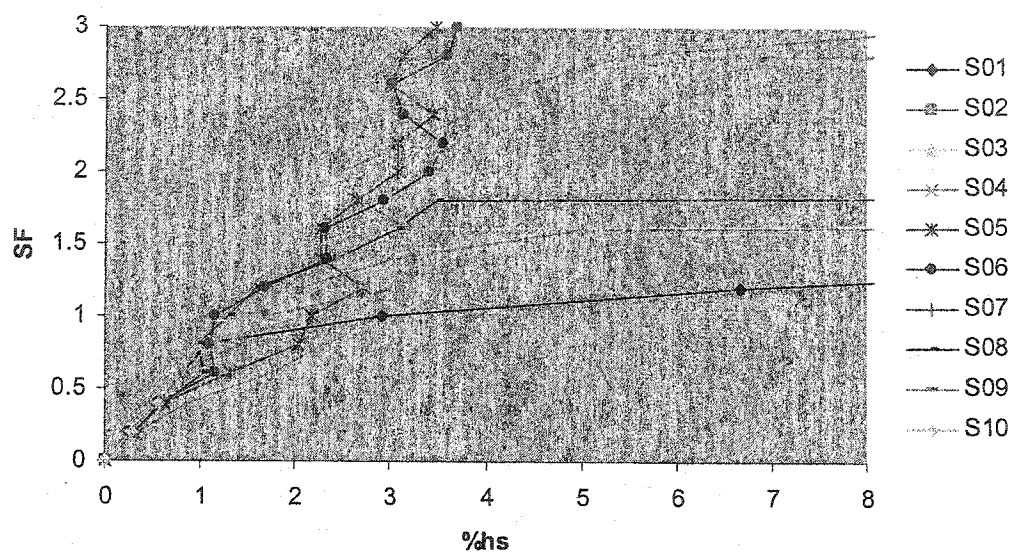
Courbe IDA pour la structure I8-75-200D



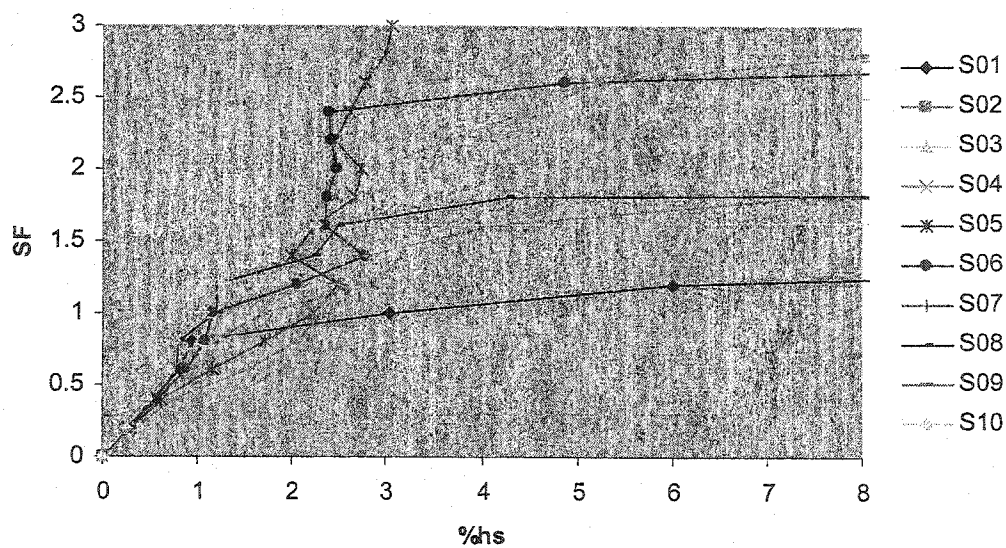
Courbe IDA pour la structure I8-25-300S



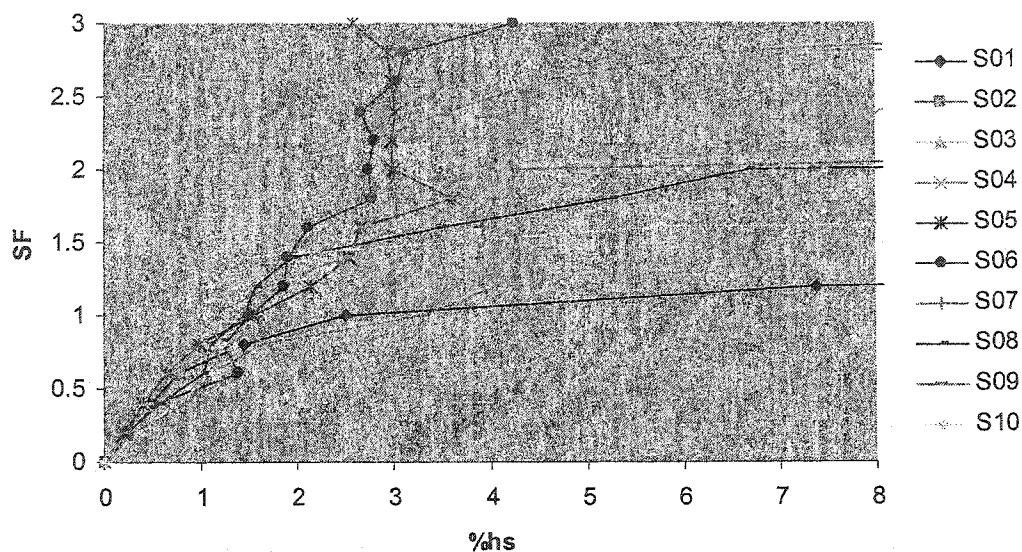
Courbe IDA pour la structure I8-25-300D



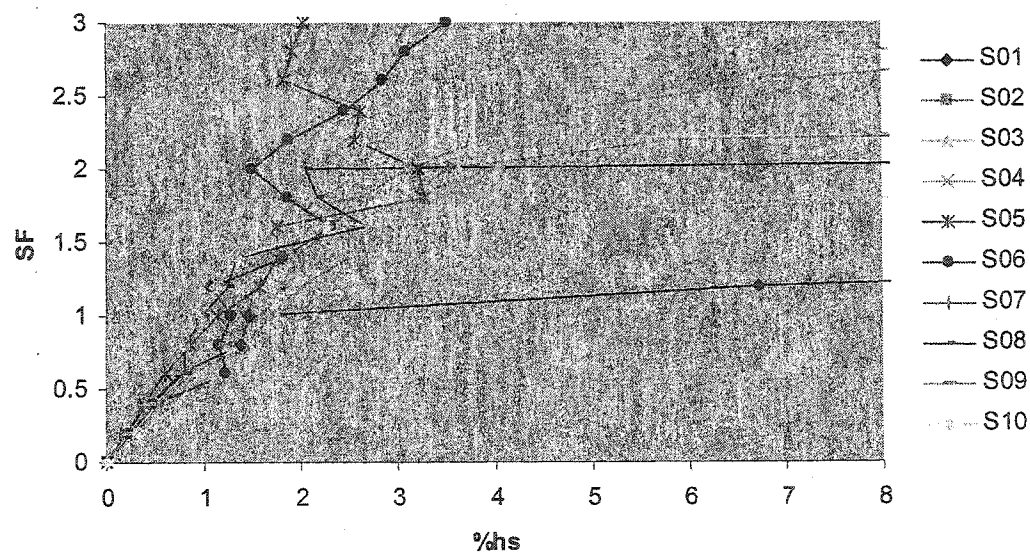
Courbe IDA pour la structure I8-50-300S



Courbe IDA pour la structure I8-50-300D



Courbe IDA pour la structure I8-75-300S



Courbe IDA pour la structure I8-75-300D