

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Batna -2-
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de
DOCTORAT en SCIENCES
Spécialité : Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Par

TORKIA HAITEM

Thème

Etude de l'effet de l'interaction sol structure ISS sur la
réponse dynamique des structures en béton armé

Soutenue le 25/05/2017

Devant le jury :

ABBECHÉ KHELIFA	Prof.	Université Batna -2-	Président
LAHBARI NOUREDDINE	Prof.	Université Batna -2-	Rapporteur
KARECHE TOUFIK	Prof.	Université Batna -2-	Examineur
ZEDIRA HAMMA	Prof.	Université de Khenchela	Examineur
GUETTECHE MOHAMED NACER	Prof.	Université de Constantine	Examineur
BEROUAL AHMED	Prof.	Université de Constantine	Examineur
MALAAM TOUFIK	MCA.	Université Batna -2-	Invité

RÉSUMÉ

Dans le présent travail, nous présentons un modèle traitant l'interaction sol structure « Interaction inertielle » qui permet de développer une formulation analytique décrivant la période fondamentale des bâtiments contreventés par portique en béton armé. Ce modèle prend en compte le comportement du sol et des semelles.

Cette formulation est fondée sur la vibration d'une colonne continue qui considère l'importance relative des déflexions par cisaillement, flexion, translation et un balancement de la base.

La période fondamentale pour les structures contreventées par portiques en béton armé est directement calculée en fonction des coefficients qui caractérisent les paramètres du sol, des fondations et de la structure.

Une expérimentation numérique est faite au moyen de la méthode des éléments finis (logiciel de calcul de structure SAP 2000) sur diverses structures en béton armé à bases rigide et flexible et en tenant compte de l'effet du site conformément aux règles parasismiques algériennes RPA 2003 ; A cet effet quatre sites correspondant à quatre vitesses d'onde de cisaillement différentes pour comparaison ont fait l'objet de l'étude.

L'analyse statistique a abouti à la détermination des valeurs des différents coefficients. Elle a permis également de formuler des expressions simplifiées pour l'évaluation de la période fondamentale pour chaque catégorie de site.

Les résultats obtenus illustrent l'importance de l'interaction sol-structure et le mode de balancement sur la réponse d'une structure.

Mots Clés : Période, ISS, Semelle, Sol, Cisaillement, Flexion, Balancement, Portique.

ABSTRACT

The aim of this study is to present a model treating the soil structure interaction “inertielle interaction” that allows developing an analytical formulation describing the fundamental period of RC structures considering’s the effects of soil and foundation.

This formulation is based on the vibration of a continuous column which takes into account the relative importance of deflection due to shear and bending; Translation and rocking on the base.

The fundamental period of RC structures is directly calculated on the basis of coefficients that characterize soil, foundations and structures parameters.

A numerical experiment is conducted by mean of a finite element method (software for structural analysis SAP2000) on various reinforced RC structures with rigid and flexible bases and considering the influence of the class site according to the Algerian seismic code RPA2003. Hence four sites corresponding to different shear wave velocities for comparison are the main topic of this study.

The statistical analysis led to the determinate of different coefficients values. It allowed also formulating simplified expression for the evaluation of the fundamental period in all sites.

The obtained results show the importance of soil structure interaction and the rocking mode on the structure response.

Key words: Period, SSI, Foundations, Soil, Shear, Bending, Rocking, Frame.

ملخص

في هذا العمل، نقدم نموذج يعالج تأثير التداخل بين التربة والمبنى والذي يسمح على تطوير صيغة تحليلية لزمن الاهتزاز – الدور - للمباني المدعمة بإطارات خرسانية مع أخذ الاعتبار سلوك التربة والأساسات.

تستند هذه الصيغة على اهتزاز عمود مستمر مع أخذ عين الاعتبار للأهمية النسبية للانحرافات الناتجة عن قوى القص، الالتواء، الانتقال والدوران على مستوى القاعدة.

هذه الصيغة التحليلية تحسب بطريقة مباشرة زمن الاهتزاز للمباني المدعمة بإطارات خرسانية بدلالة معاملات تميز ثوابت كل من التربة، الاساسات والهيكل.

،SAP 2000 ببرنامج حساب تم إجراء مجموعة من التجارب العددية المستندة على طريقة العناصر المحدودة على مجموعة من الهياكل الخرسانية ذات القاعدة الصلبة والمرنة ومع الأخذ بعين الاعتبار لتأثير الموقع وفقا للوائح الزلزالية الجزائرية. لهذا الغرض كانت مواقع ذات أربعة سرعات لموجات القص موضع الدراسة.

التحليل الإحصائي لنتائج، أمكن من تحديد قيم معاملات التميز وكما ساعد على صياغة عبارات مبسطة لتقييم زمن الاهتزاز لكل فئة من هذه المواقع.

توضح النتائج على أهمية تأثير التداخل بين التربة والمبنى ونمط الدوران على الاستجابة للمبنى.

DÉDICACE

إهدائي الخاص إلى الشخص الوحيد الذي كان و لا يزال إلى هذه اللحظة يقوم بالدعاء لي، في وقت كانت على سرير المرض، في وقت كانت لا تعرف هل ستشفى ام لا، تقوم بالدعاء لابنها و لا تقوم بالدعاء للشفاء، إهدائي الأول إلى أمي الحنون، إلى أبي، إلى زوجتي و أبنائي الأشقياء، إلى إخوتي و أزواجهن و أبنائهم، إلى كل أقاربي و أصحابي الذين يحبوني و أكن لهم كل المحبة الاعتزاز و الاحترام.

REMERCIEMENTS

Mes premiers mots ne peuvent qu'aller à la seule personne qui m'a accordé sa confiance pendant une période très difficile que tout le monde m'a quitté sauf cette personne, mon enseignant et mon directeur de thèse Pr Lahbari Noureddine. Il n'a jamais cessé de m'encourager et de m'orienter jusqu'à présent. Je lui exprime mes profonds remerciements, pour ses conseils, sa grande disponibilité et sa modestie. Leurs qualités scientifiques et humaines m'ont permis de réaliser ce travail.

Je tiens à remercier également mon ami Dr Kabouche Nabil avec qui j'ai travaillé cote à cote plusieurs années pour leurs précieuses remarques et corrections.

Je n'oublie jamais l'aide de mon frère et mon ami Pr Bennoudjit Nabil.

Je voudrais aussi remercier très sincèrement mon enseignant Dr Maalem Toufik.

Enfin, j'aimerais également remercier les membres du jury qui ont accepté de lire, d'évaluer et d'assister pour soutenir ce travail de recherche : Pr Abbeche Khelifa, Pr Karech Toufik, Pr Zedira Hamma, Pr Guetteche Mohamed Nacer, Pr Beroual Ahmed et Dr Maalem Toufik.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XIII
LISTE DES FIGURES	XIX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXX
LISTE DES ANNEXES	XLII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
1.1 Problématique	2
1.2 Objectifs et méthodologie	2
1.3 Organisation du mémoire	3
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	4
Généralité	5
1.1 Notion d'Interaction Sol-Structure (ISS).....	8
1.2 Influence de l'interaction sol-structure	13
1.3 Modélisation de l'interaction sol structure	15
1.4 Raideurs et Fondations superficielles	16
1.4.1 Méthode de Newmark-Rosenblueth.....	17
1.4.2 Méthode de Deleuze	18
1.4.3 Formules de la norme NF P 94-261 Fondations superficielles.....	22
1.4.4 Guide du SETRA pour les ponts en zone sismique	23

1.4.5 Raideurs de Veletsos.....	25
1.4.6 Formule de Gazetas.....	26
1.4.6A Fondation circulaire sur une couche reposant sur une couche rocheuse ou plus raide.....	26
1.4.6B Semelle filante sur une couche reposant sur un lit rocheux.....	27
1.4.6C Fondation circulaire encastrée dans une couche sur lit rocheux.....	27
1.4.6D Semelle filante encastrée dans une couche sur lit rocheux.....	28
1.4.6E Fondations rectangulaires sur une monocouche.....	29
1.4.7F Formules de Pais, Kausel, Gazetas et Mylonakis.....	31
1.5 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure	32
1.5.1 Méthode directe – Méthode globale.....	35
1.5.1A Méthode à dé convolution du mouvement sismique.....	37
1.5.1B Méthode de déplacement uniforme ajouté.....	38
1.5.1C Méthode de réduction de domaine.....	41
1.5.1D Méthode d'analyse de l'ISS par les différences finie.....	44
1.5.2 Méthode Indirecte - Méthode de superposition (sous - structures).....	45
1.5.2a Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC40.....	52
1.5.3 Méthode hybrides et le concept du macroélément.....	54
CHAPITRE 2 METHODES ET REGLEMENTATIONS RELATIVES AU CALCUL DE LA PERIODE FONDAMENTALE DES STRUCTURES.....	56
2.1 Généralité	57
2.2. Méthodes sans interaction sol structure.....	57
2.2.1 Méthode de Merritt et Housner 1960.....	58
2.2.2 Méthode de Salvadori 1961	58
2.2.3 Méthode D'Housner et Brady 1963.....	59
2.2.4 Méthode D'Holzer 1969.....	59
2.2.5 Méthode d'Husid 1969.....	61

2.2.6	Méthode d'Ifrim 1969	61
2.2.7	Méthode Directe De Rayleigh 1969.....	63
2.2.8	Méthode De Suko et Adams 1975.....	68
2.2.9	Méthode d'Iwan 1980.....	70
2.2.10	Méthode de White 1984.....	71
2.2.11	Méthode d'Adeli 1985.....	71
2.2.12	Méthode de Weaver 1990.....	73
2.2.13	Méthode de Goel et Chopra 1997.....	74
2.2.14	Méthode De Goel et Chopra 1998	76
2.2.15	Méthode de Chopra 2000.....	76
2.2.16	Méthode de Hong et Hwang 2000.....	78
2.2.17	Méthode de Balkaya et Kalkan 2004.....	78
2.2.18	Méthode de Crowley et Pinho 2006.....	79
2.2.19	Méthode de Lagomarsino et Giovinazzi 2006.....	79
2.2.20	Méthode de Guler, Yuksel et Kocak 2008	79
2.2.21	Méthode de Guéguen 2009.....	80
2.2.22	Méthode de Gong 2011.....	80
2.2.23	Méthode de Ditommaso, Vona, Gallipoli t Mucciarelli 2013.....	80
2.2.24	Méthode de Rayleigh.....	81
2.3	Méthodes avec interaction sol structure	82
2.3.1	Méthode de Veletsos et Meek 1974.....	82
2.3.2	Méthode de Constantine 1980.....	82
2.3.3	Méthode de Şafak 1995.....	83
2.3.4	Méthode semi empirique de Gazetas 1996.....	84
2.3.5	Méthode semi empirique de Kumar et Prakash 2004	84
2.3.6	Méthode de DERİNÖZ 2006.....	85
2.3.7	Méthode de Maravas 2007.....	86

2.3.8 Méthode de Khalil 2009.....	86
2.3.9 Méthode de Renzi 2012	90
2.3.10 Méthode de Tbatou et Rougui 2014.....	91
2.3.11 Méthode simplifiée de Veletsos.....	94
2.4 Règlements sans interaction sol structure.....	96
2.4.1 Selon Uniform Building Code UBC 1982.....	97
2.4.2 Selon le code AFPS 1990.....	97
2.4.3 Selon le code Eurocode 8 1994.....	97
2.4.4 Selon le code Américain NEHRP 1994.....	98
2.4.5 Selon les codes Américaines ATC et SEAOC 1996	98
2.4.6 Selon le code PS92 Edition 1996.....	99
2.4.7 Selon Turkish Seismic Code TSC 1997.....	99
2.4.8 Selon Uniform Building Code UBC 1997.....	99
2.4.9 Selon Indian Standard Code IS 2002.....	100
2.4.10 Selon le code RPS 2002.....	100
2.4.11 Selon le code RPA 99 version 2003.....	101
2.4.12 Selon le New Zealand Code 2004	101
2.4.13 Selon le code national du bâtiment-Canada NBCC 2005.....	102
2.4.14 Selon le code Building Standard Law of Japan BSLJ 2008	103
2.4.15 Selon le code ASCE 2010.....	103
2.5 Règlements avec interaction sol structure.....	104
2.5.1 Selon le code PS92 Edition 1996.....	104
2.5.2 Selon les codes ATC 1996 et ASCE 2000.....	105
2.5.3 Selon le code BSSC 2003.....	108
2.5.4 Selon le code CNRC 2005.....	108
2.5.5 Selon le code ASCE 2006	109

CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DU MODELE PROPOSÉ EN PRÉSENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE ISS.....113

3.1. Objectifs, approches et hypothèses du modèle ISS	114
3.1.1 Objectifs.....	114
3.1.2 Approches.....	114
3.1.2A Approche 1.....	114
3.1.2B Approche 2.....	115
3.1.2C Approche 3.....	116
3.1.3 Hypothèses	116
3.1.3A Sur la super structure.....	116
3.1.3B Sur l'infra structure – Semelles.....	117
3.1.3C Sur le sol.....	117
3.1.4 Hypothèse sur l'interaction Sol-Structure ou l'effet des conditions de site dans la réponse sismique des structures.....	118
3.1.4A Concept d'Adeli.....	118
3.1.4B Interaction Cinématique.....	119
3.1.4C Interaction inertielle.....	120
3.1.5 Hypothèse sur l'interaction sol-fondation.....	121
3.1.5A Modèle de Winkler.....	122
3.2 Description du modèle ISS	122
3.3 Formulation du modèle	123
3.3.1 Mode de vibration par cisaillement avec ISS (T_s^*).....	125
3.3.2 Mode de vibration par flexion avec ISS (T_b^*).....	126
3.3.3 Mode de balancement.....	127
3.3.3A Cas d'une semelle isolée « Sol rocheux S_1 , Sol ferme S_2 »	127
3.3.3B Cas d'un radier « Sol meuble S_3 , Sol très meubles S_4 ».....	128
3.4 Développement de la formulation pour les structures contreventées par Portiques.....	130

CHAPITRE 4 EXPERIMENTATION NUMERIQUE DU MODELE PROPOSE.....	134
4.1 Méthodologie.....	135
4.2 Modélisation de la superstructure.....	135
4.2.1 Premier groupe.....	135
4.2.2 Deuxième groupe.....	137
4.2.3 Troisième groupe.....	139
4.3 Modélisation de l'interaction sol structure ISS.....	139
4.3.1. Raideurs utilisé.....	139
4.3.1A. Selon la méthode de Newmark Rosenblueth.....	140
4.3.1B. Selon la méthode de G. Gazetas.....	142
4.3.1C. Selon la méthode simplifiée de Veletsos.....	143
4.4 Paramètres des analyses.....	145
4.4.1 Spécification géotechnique sur le sol.....	146
4.4.2 Spécifications sur l'interaction structure fondation.....	147
4.4.3 Spécification sur l'action sismique.....	148
 CHAPITRE 5 RESULTATS, ANALYSES ET INTERPRETATIONS.....	 149
5.1. Résultats sans ISS.....	150
5.1.1 Valeurs des périodes.....	150
5.1.2 Valeurs de facteur de nécessité d'interaction sol structure ISS.....	150
5.1.3 Interprétations.....	153
5.1.4 Représentation graphique.....	154
5.1.4A Variation $T = f(H)$	154
5.1.4B Variation $\sigma = f(H)$	154
5.2 Résultats avec ISS.....	156
5.2.1 Valeurs des périodes.....	156
5.2.2 Rapport des périodes par rapport à la méthode.....	159
5.2.2A MEF a base encastree (Exacte).....	159

5.2.2B RPA 2003.....	166
5.3 Détermination des paramètres intervenant dans le comportement de la réponse structurelle.....	172
5.3.1 Influence de la hauteur.....	173
5.3.2 Influence du nombre des ouvertures.....	174
5.3.3 Influence de l'inertie de la semelle.....	177
5.3.4 Influence de la masse de la semelle	181
5.3.5 Influence de la masse du sol.....	185
5.3.6 Influence des paramètres du sol (l'effet ISS).....	189
5.3.7 L'effet de la déflexion par Rotation ou Balancement – Rocking Mode.....	190
5.4 Interprétations.....	192
5.5 Représentation graphique.....	195
5.5.1 Variations de la période en fonction de la hauteur	196
5.5.2 Variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur.....	200
5.5.3 Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Cas $W_S = 2 W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$	202
5.5.4 Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Cas $W_S = 5 W_{St}$, $I_F=0.1I_{St}$	203
5.5.5 Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Cas $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$	205
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....	207
Synthèses et conclusions	208
Recommandations	212
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	216

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Formules de Newmark Rosenblueth.....17
Tableau 1.2	Formules de Deleuze.....19
Tableau 1.3	Coefficients de transmittance de Deleuze
	A – Transmittance verticale F_V du sol..... 21
	B - Transmittance horizontale F_H du sol..... 21
	C - Transmittance en rotation F_R du sol..... 21
Tableau 1.4	Formules de raideurs verticales selon la norme NF P 94-261.....22
Tableau 1.5	Formules de raideurs horizontales selon la norme NF P 94-261.....23
Tableau 1.6	Formules de raideurs en rotation selon la norme NF P 94-261.....23
Tableau 1.7	Formules issus du guide du SETRA.....24
Tableau 1.8	Formules de Veletsos.....25
Tableau 1.9	Formules de Gazetas pour une fondation circulaire reposant une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide.....26
Tableau 1.10	Formules de Gazetas pour une semelle filante sur une couche reposant sur un lit rocheux.....27
Tableau 1.11	Formules de Gazetas pour une fondation circulaire encastrée dans une couche sur lit rocheux.....28
Tableau 1.12	Formules de Gazetas pour une semelle filante encastrée dans une couche sur lit rocheux.....28
Tableau 1.13	Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque.....30
Tableau 1.14	Formules de Gazetas pour un radier encastré de forme quelconque.....31
Tableau 1.15	Formules de Pais, Kausel, Gazetas et Mylonakis pour des semelles rigides et surfaciques.....32
Tableau 1.16	Équations proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides..... 54
Tableau 1.17	Facteur de correction pour la hauteur d’ancrage.....54
Tableau 2.1	Valeurs du coefficient C_r d’après le code indien IS 1893..... 70
Tableau 2.2	Résultats des analyses de régression d’après Goel 1997.....75

Tableau 2.3	Formulation empirique pour l'évaluation de la période fondamentale pour des bâtiments préfabriqués contreventés par voiles selon Balkaya et Kalkan.....	78
Tableau 2.4	Paramètres d'estimation de la période sous l'effet d'ISS d'après la méthode d'OKAN DERİNÖZ.....	85
Tableau 2.5	Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences f^*/f -Structure à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures-.....	87
Tableau 2.6	Valeurs de C_t et x selon l'ASCE 7-10.....	104
Tableau 2.7	Équations proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides.....	107
Tableau 2.8	Valeurs de G/G_0 et V_s/V_{s0}	111
Tableau 2.9	Valeurs de α_0	111
Tableau 4.1	Caractéristiques géométriques de la super structure pour le premier groupe.....	136
Tableau 4.2	Caractéristiques géométriques de l'infra structure pour le premier groupe.....	137
Tableau 4.3	Caractéristiques géométriques de l'infra structure pour le deuxième groupe.....	138
Tableau 4.4	Caractéristiques géométriques de l'infra structure pour le troisième groupe.....	139
Tableau 4.5	Raideurs de calcul – Méthode de Newmark Rosenblueth.....	140
	A - Pour le site S_1	140
	B - Pour le site S_2	141
	C - Pour le site S_3 - S_4	141
Tableau 4.6	Raideurs de calcul – Méthode de Gazetas.....	142
	A - Pour le site S_1	142
	B - Pour le site S_2	143
	C - Pour le site S_3	143
Tableau 4.7	Raideurs de calcul – Méthode de Veletsos	
	A - Pour le site S_1	144
	B - Pour le site S_2	145

	C - Pour le site S_3	145
Tableau 4.8	Caractéristiques physiques propres du sol	146
Tableau 5.1	Variation de la période fondamentale sans interaction sol structure ISS.....	150
Tableau 5.2	Facteur de nécessité d'interaction sol structure ISS	
	A - Cas : types de site proposés par Massumi.....	151
	B - Cas : types de site proposés par RPA 2003.....	152
Tableau 5.3	Variation de la période fondamentale avec ISS	
	A - Cas: $W_S = 2 W_{St}$	156
	B - Cas: $W_S = 5 W_{St}$	157
Tableau 5.4	Variation des rapports des périodes $T^* / T_{Encastré}$ pour $W_S=2W_{St}$	
	A - Cas : $I_F = 0 I_{St}$	159
	B - Cas : $I_F = 0.05 I_{St}$	160
	C - Cas : $I_F = 0.1 I_{St}$	161
Tableau 5.5	Variation des rapports des périodes $T^* / T_{Encastré}$ pour $W_S = 5W_{St}$	
	A - Cas : $I_F = 0 I_{St}$	162
	B - Cas : $I_F = 0.05 I_S$	163
	C - Cas : $I_F = 0.1 I_S$	164
Tableau 5.6	Variation des rapports des périodes $T_{Veletsos}, T_{Deleuze-Newmark},$ $T_{Gazetas} / T_{Exacte}$	165
Tableau 5.7	Variation des rapports des périodes $T^* / T_{RPA2013}$	
	A - Cas : $I_F = 0 I_S$	166
	B - Cas : $I_F = 0.05 I_S$	167
	C - Cas : $I_F = 0.1 I_S$	168
Tableau 5.8	Variation des rapports des périodes $T^* / T_{RPA2003}$	
	A - Cas : $I_F = 0 I_S$	169
	B - Cas : $I_F = 0.05 I_S$	170
	C - Cas : $I_F = 0.1 I_S$	171

Tableau 5.9	Variation des rapports des périodes $T_{Veletsos}$, $T_{Deleuze-Newmark}$, $T_{Gazetas} / T_{RPA 2003}$	172
Tableau 5.10	Influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la période calculée: A - Par Veletsos..... B - Par Deleuze..... C - Par Gazetas..... D - Par le modèle proposé avec : $W_S=2W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ $W_F=0.25W_{St}$ E - par le modèle proposé avec : $W_S=5W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ $W_F=0.25W_{St}$	173 173 173 174 174
Tableau 5.11	Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamique A - Cas: Méthode de Deleuze et Newmark Rosenblueth pour un site Rocheux..... B - Cas: Méthode de Deleuze et Newmark Rosenblueth pour un site Ferme..... C - Cas: Méthode de Deleuze et Newmark Rosenblueth pour les sites meuble et très meuble..... D - Cas: Modèle proposé avec $W_S=0W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour un site Rocheux..... E - Cas: Modèle proposé avec $W_S=0W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour un site Ferme..... F - Cas : Modèle proposé avec $W_S=0W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour les sites meuble et très meuble..... G - Cas : Modèle proposé avec $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour un site Rocheux..... H - Cas : Modèle proposé avec $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour un site Ferme..... I - Cas : Modèle proposé avec $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour les sites meuble et très meuble..... J - Cas : Modèle proposé avec $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour un site Rocheux..... K - Cas : Modèle proposé avec $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour un site Ferme..... L - Cas : Modèle proposé avec $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ pour les sites meuble et très meuble.....	174 175 175 175 175 176 176 176 176 176 176 177 177 177

Tableau 5.12	Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du sol.
	A - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Rigides.....177
	B - Cas : $W_S=2W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Semi Rigides.....178
	C - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Flexible.....178
	D - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Rigides.....178
	E - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Semi Rigides.....179
	F - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Flexible.....179
Tableau 5.13	Variation de l'inertie de la semelle I_F en fonction de l'inertie de la structure I_{St}
	A - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Rigides.....179
	B - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Semi Rigides.....180
	C - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Flexibles.....180
	D - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Rigides.....180
	E - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Semi Rigides.....181
	F - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Structures Flexibles.....181
Tableau 5.14	L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de la masse de la semelle W_F .
	A - Cas: $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides.....181
	B - Cas: $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides.....182
	C - Cas: $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles.....182
	D - Cas: $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides.....182
	E - Cas: $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi Rigides.....183
	F - Cas: $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles.....183
Tableau 5.15	l'écart type de la variation de la masse de la semelle W_F en fonction de la masse de la structure W_{St}
	A - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Rigides.....183
	B - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Semi Rigides.....184
	C - Cas: $W_S=2W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Flexibles.....184

Tableau 5.16	l'écart type de la variation de la masse de la semelle W_F en fonction de la masse de la structure W_{St}	
	A - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Rigides.....	184
	B - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Semi Rigides.....	185
	C - Cas: $W_S=5W_{St}$ et $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Flexibles.....	185
Tableau 5.17	L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de la masse du sol W_S	
	A - Cas: $W_F = 0.25W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides.....	185
	B - Cas: $W_F = 0.25W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides.....	186
	C - Cas: $W_F = 0.25W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles.....	186
Tableau 5.18	Variation de la masse du sol W_S en fonction de la masse de la structure W_{St}	
	A - Cas: $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Rigides.....	186
	B - Cas: $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides.....	187
	C - Cas: $I_F=0.05I_{St}$ - Structures Flexibles.....	187
Tableau 5.19	Variation des valeurs des periods selon différentes méthodes dans le Cas:	
	$W_S = 0 W_{St}$	188
Tableau 5.20	Pourcentages de L'effet de l'interaction sol structure ISS	
	A - Cas: $W_S=2W_{St}$	189
	B - Cas: $W_S=5W_{St}$	190
Tableau 5.21	L'effet de la prise en compte du mode de Balancement	
	Cas : $W_S=0W_{St}$	191

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1	Exemple simple de l'effet de l'interaction sol structure sol.....	6
Figure 1.2	Transmission et réflexion d'une onde P incidente à l'interface entre deux milieux soudés.....	7
Figure 1.3	Problèmes abordés et échelles d'analyse : des effets de site (a) à l'interaction site-ville (c), en passant par l'interaction structure / sol (b).....	8
Figure 1.4	Illustration de l'ISS	10
Figure 1.5	Illustration de L'interaction cinématique et l'interaction inertielle.....	11
Figure 1.6	Sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique	11
Figure 1.7	Sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique	12
Figure 1.8	Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique	12
Figure 1.9	Phénomène "coup de fouet" qui peut être amplifié par l'ISS.....	13
Figure 1.10	Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS.....	14
Figure 1.11	Schématisation de l'interaction sol-structure.....	15
Figure 1.12	Modélisation de l'ISS A) Encastrement parfait ; B) Ressorts ; C) Eléments finis.....	16
Figure 1.13	Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et B_ϕ	18
Figure 1.14	Définition des paramètres utilisés dans les formules du guide SETRA.....	24
Figure 1.15	Radier de surface (a) et radier encastré (b) sur un sol homogène.....	29
Figure 1.16	Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	34
Figure 1.17	Modélisation de l'ISS par le méthode globale	38
Figure 1.18	Méthode de réduction de domaine – Notations.....	42
Figure 1.19	Frontière absorbante de type Lysmer Tirée de Jeremic.....	45
Figure 1.20	(A) Le problème de l'ISS ; (B) La décomposition du problème de l'ISS en interaction cinématique (B1) et interaction inertielle (B2) ; (C) Décomposition de II en deux étapes : détermination des impédances	

	dynamique de la fondation (C1) et calcul de la structure reliée aux ressorts qui correspondent aux impédances déterminée (C2).....	46
Figure 1.21	Schématisation d'une méthode de sous structure	48
Figure 1.22	Théorème de superposition.....	51
Figure 1.23	Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure	52
Figure 2.1	Méthode d'Holzer pour une structure étagée.....	60
Figure 2.2	Méthode directe de Rayleigh.....	65
Figure 2.3	Valeurs standards pour la période propre de vibration T_0	69
Figure 2.4	Étude des vibrations d'un poteau en console uniforme.....	71
Figure 2.5	Périodes enregistrées et formules empiriques pour la période propre de vibration pour les structures contreventées par portique : (a) charpente métallique, (b) béton armé.....	74
Figure 2.6	Périodes enregistrées et formules empiriques pour la période propre de vibration pour les structures en béton armé contreventées par voiles	75
Figure 2.7	Variation de la période en fonction de la hauteur H.....	77
Figure 2.8	Modèle équivalent d'ISS d'après Chris.....	83
Figure 2.9	Représentation schématique pour l'ISS selon Şafak	83
Figure 2.10	Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d'une structure à plusieurs étages (entre 3 à 10) et à plusieurs ouvertures	89
Figure 2.11	Modèle de l'ISS d'après Tbatou et Rougui.....	92
Figure 2.12	Rapport des fréquences F_{int}/F_{fixe} en fonction de la rigidité globale du modèle étudié de différents paramètres déterminants.....	93
Figure 2.13	Courbe des valeurs moyens de F_{int}/F_{fixe} en fonction de la rigidité $K_{sol.str}$	93
Figure 2.14	Courbes donnant l'amortissement du sol ζ_0 d'après Veletsos.....	95
	a- Cas de zones à faible sismicité : $a_N < 0,20$ g.....	95
	b- Cas de zones à moyenne ou forte sismicité : $a_N > 0,20$ g.....	96
Figure 2.15	Hauteur de dimensionnement d'après PS92.....	105

Figure 2.16	Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure107
Figure 2.17	Notion de raideur sécante le code ASCE 2006 et FEMA 450.....110
Figure 3.1	Approche 1 : modèle complet pour l'étude de l'interaction sol structure....115
Figure 3.2	Approche 2 : modèle où la fondation est représentée par des ressorts.....115
Figure 3.3	Approche 3 : modèle où la structure est encastree en base et on traduit l'influence de l'interaction inertielle.....116
Figure 3.4	Principe de décomposition de l'interaction sol-structure d'après Guéguen..119
Figure 3.5	Représentation d'un système à 1DDL soumis à une sollicitation de type séisme et intégrant l'interaction sol structure.....121
Figure 3.6	Modèle de Winkler.....122
Figure 3.7	Modèle schématique pour le modèle d'interaction sol structure « Modèle proposé ».....122
Figure. 3.8	Décomposition en deux étapes du calcul de la réponse du système sol structure.....123
Figure 3.9	Comportement d'un portique multi étagée avec ISS.....124
Figure 3.10	Position des points d'inflexion d'un portique sous forces latérales.....130
Figure.3.11	Modèle propose pour le calcul des déplacements sous l'effet de l'ISS.....131
Figure 4.1	Schéma pour les portiques du premier groupe.....136
Figure 4.2	Schéma pour les portiques deuxième et troisième groupe.....138
Figure 5.1	Variation de la période fondamentale en absence de l'ISS.....154
Figure 5.2	Variation du facteur de nécessité d'interaction sol structure.....155
	Cas A - Types de site proposés par Massumi.....155
	Cas B - Types de site proposés par RPA 2003.....155
Figure 5.3	Variations de la période en fonction de la hauteur196
	$W_S=0W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Rocheux S ₁
Figure 5.4	Variations de la période en fonction de la hauteur.....196
	$W_S=0W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Ferme S ₂

Figure 5.5	Variations de la période en fonction de la hauteur.....197 $W_S=0W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4
Figure 5.6	Variation de la période en fonction de la hauteur.....197 Cas $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Rocheux S_1
Figure 5.7	Variation de la période en fonction de la hauteur.....198 Cas $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Ferme S_2
Figure 5.8	Variation de la période en fonction de la hauteur Cas.....198 $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4
Figure 5.9	Variation de la période en fonction de la hauteur.....199 Cas $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Rocheux S_1
Figure 5.10	Variation de la période en fonction de la hauteur.....199 Cas $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Ferme S_2
Figure 5.11	Variation de la période en fonction de la hauteur Cas.....200 $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4
Figure 5.12	Variations du rapport ($T^*/T_{Encastré}$) en fonction de la hauteur.....200 $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Rocheux S_1
Figure 5.13	Variations du rapport ($T^*/T_{Encastré}$) en fonction de la hauteur.....201 $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Ferme S_2
Figure 5.14	Variations du rapport ($T^*/T_{Encastré}$) en fonction de la hauteur.....201 $W_S=2W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$ - Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4
Figure 5.15	Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport.....202 $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Site Rocheux S_1 $W_S = 2 W_{st}$, $I_F=0.05I_{St}$
Figure 5.16	Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport.....202 $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Site Ferme S_2 $W_S = 2 W_{st}$, $I_F=0.05I_{St}$

Figure 5.17	Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport ($T^*/T_{\text{Encastré}}$) en fonction de la hauteur – Site Meuble très Meubles S_3 et S_4 $W_S = 2 W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$203
Figure 5.18	Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.1I_{St}$ Site Rocheux S_1203
Figure 5.19	Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport.....204 $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Site Ferme S_2 $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.1I_{St}$
Figure 5.20	Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport.....204 $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4 $W_S=5W_{St}$, $I_F=0.1I_{St}$
Figure 5.21	Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$205 en fonction de la hauteur – Site Rocheux S_1 $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$
Figure 5.22	Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$205 en fonction de la hauteur – Site Ferme S_2 $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$
Figure 5.23	Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$206 en fonction de la hauteur – Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4 $I_F=0.05I_{St}$ et $W_F=0.25W_{St}$
Figure 6.1	Organigramme de calcul relatif au modèle proposé.....211
Figure 6.2	Spectres de réponse de calcul selon le RPA2003.....213

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Lettres majuscules latines

A	Aire de la fondation
A_b	Aire réelle du radier
A_c	Section de poteau
A_d	Section des diagonales.
A_{eff}	Aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment
\bar{A}_e	Section équivalente du mur porteur voile
A_w	Surface du mur
B	Largeur de la fondation.
B'	Représente la demi-largeur de la semelle filante
C	Matrice d'amortissement de la structure
C_{bl}	Coefficient de Balkaya variant entre 0.27 et 0.4
C_{bl}^*	Coefficient de Balkaya sous l'effet d'ISS
C_r	Coefficient de comportement global de la structure
C_T	Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage
\underline{C}_f	Matrice d'amortissement de la structure relative au seul champ libre
D	Profondeur d'encastrement de la fondation
D'	Epaisseur de la fondation
D_w	Longueur du mur porteur
E	Module d'élasticité de Young
F	Forces d'excitation sismique
F_s^*	Coefficient de sécurité avec ISS
G	Module de cisaillement dynamique du sol
G_o	Module de cisaillement mesuré pour de petites déformations
G_w	Module de cisaillement du mur

H	Hauteur totale de la structure
H_d	Force horizontale appliquée à la fondation.
H_e	Hauteur efficace du bâtiment
H_{eq}	Hauteur équivalente pour la structure et la fondation
H_0	Hauteur de la structure au-dessus du sol
H_1	Hauteur du sous-sol
H_s	Hauteur du prisme de sol
H_w	Hauteur du mur porteur
I_F	Moment d'inertie total des fondations
I_w	Moment d'inertie du mur porteur
I^*	Moment d'inertie total de la structure avec ISS
\check{I}	Vecteur de couplage dynamique
I_p	Inertie des poteaux
I_{bx}, I_{bz}, I_{by}	Moments d'inertie du radier suivant les axes x, y et z respectivement
I_b, J_b	Inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation
I_s, J_s	Inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation
I_{st}	Moment d'inertie pour la super structure
I_ϕ, I_θ	Moments d'inertie de l'ouvrage pour le balancement et la torsion respectivement.
K	Matrice de rigidité
\underline{K}^*	Matrice d'impédance de la fondation rigide
K_B	Raideur de translation selon une direction parallèle à la largeur de la fondation
K_c	Rigidité des poteaux
\underline{K}_f	Matrice de rigidité relative au seul champ libre
K_g	Rigidité des poutres
K_L	Raideur de translation selon une direction parallèle à la longueur de la fondation
K_{sb}	Rigidité relative de la superstructure
K_{sf}	Rigidité relative de l'infrastructure
K_{SS}	Rigidité relative sous l'effet d'ISS

K_{Str}	Rigidité à la flexion de la structure
K_t	Coefficient fonction du système de contreventement donné par le code NZECSDA
$K_{\theta;B}$	Raideur de rotation autour de l'axe parallèle à la largeur de la fondation
$K_{\theta;L}$	Raideur de rotation autour de l'axe parallèle à la longueur de la fondation
K_{mid}	Rigidité surfacique de la zone centrale
K_{end}	Rigidité surfacique des zones d'extrémités
$Q_{s,mediu}$	Charge moyenne appliquée sur les poteaux de tous les niveaux
L	Longueur de la fondation
L'	La demi-longueur
L_o	Ouverture entre poteaux dans le sens du mouvement
L_{str}	Longueur du bâtiment suivant le sens de la direction de calcul considérée- Largeur de panneau
L_w	Longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées en mètre
M	Matrice de masse de la structure
M_b	Masse du bâtiment
M_D	Moment fléchissant appliquée à la fondation
M_0	Moment d'encastrement de la structure encastree
\underline{M}_f	Matrice de masse de la structure relative au seul champ libre
M_s	Masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment
M_{sf}	Moyenne de la surface de la fondation considérée au niveau maximal de chaque poteau
M_{eff}	Masse efficace de la structure
N_C	Nombre des poteaux
N_o et N_p	Nombre d'ouvertures du bâtiment dans les directions longitudinale et transversale.
N_x, N_y et N_z	Nombres d'ouvertures dans les trois directions x, y et z
N_w	Nombre des voiles retrouvés
P_e	Vecteur de force
P_{eff}	Vecteur de force fictive

Q_f	Vecteur de charge
R	Rayon de la fondation circulaire ou le rayon équivalent
R_F	Rapport du moment d'inertie de la fondation en axe longitudinal sur le moment d'inertie de la fondation en axe transversal ($R_F \geq 1$)
R'	Vecteur représente la différence entre les forces sismiques agissant à la base du modèle et les forces dynamiques dues au mouvement de champs libre
R_k	Rigidité relative de chaque niveau
R_{Poutre}	Rigidité médiane de toutes les poutres.
R_{Poteau}	Rigidité médiane de tous les poteaux
R_s	Rigidité de cisaillement sans ISS
R_T	Rapport de grande dimension latérale sur la petite dimension latérale du bâtiment
R_s^*	Rigidité de cisaillement qui tient compte de l'interaction sol structure ISS
R_{length}	Rapport de la surface longitudinale du mur porteur sur la surface d'étage
R_{width}	Rapport de la surface transversale du mur porteur sur la surface d'étage
S	Pseudo accélération de calcul
S_0	Surface unitaire de référence pour une fondation de 1m^2
\check{S}_F	Matrice d'impédance de la fondation
$S_{h;B}$	Déplacements horizontale suivant une direction parallèle à la largeur de la fondation.
$S_{H;L}$	Déplacements horizontale suivant une direction parallèle à la longueur de la fondation.
S_V	Tassement de la fondation.
T	Période fondamentale de la structure encastree à la base
T_b	Période de vibration par mode de flexion
T_s	Période de vibration par mode de cisaillement
T^*	Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS
T_s^*	Période de vibration par mode de cisaillement avec ISS
T_b^*	Période de vibration par mode de flexion avec ISS

$T_{inelastic}$	Période de vibration selon le comportement Inélastique
$T_{elastic}$	Période de vibration selon le comportement élastique
\underline{T}	Matrice de transformation
$\underline{T}^T \ddot{U}_F^*$	Mouvement d'interaction cinématique
U	Déplacement latéral sans interaction sol structure ISS
U^*	Déplacement total sous l'effet de l'interaction sol structure ISS
U_C	Déplacement du par l'effet de cisaillement des poteaux
U_g	Déplacement du par l'effet de la flexion des poutres
U_R	Déplacements du par l'effet de balancement
\dot{U}	Dérivées temporelles d'ordre 1 correspondant aux vitesses
\ddot{U}	Dérivées temporelles d'ordre 2 correspondant aux accélérations.
V	Effort tranchant à la base de la structure encastree
V^*	Effort tranchant réduit correspondant à l'interaction sol structure ISS
V_{PO}	Vitesse de propagation d'onde
V_b	vecteur qui représente le déplacement du bâtiment
V_d	Force verticale appliquée à la fondation.
V_f	vecteur qui représente le déplacement de la fondation
$V_{S'}$	vecteur qui représente le déplacement du sol
V_S	Vitesse d'onde de cisaillement
V_{so}	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol pour de petites déformations
W	Masse total de la structure
W_e	Masse efficace du bâtiment
W_{eq}	Masse équivalente pour la structure et la fondation
W_F	Masse totale des fondations
W_i	Portion du poids total soumise à l'action sismique de la structure qui est localisée ou affectée au niveau i
W_s	Masse totale du sol
W_{st}	Masse totale de la superstructure
W^*	Masse totale (structure, semelles et sol)

X_{STmax}	Déplacement statique maximal d'une structure
Y_i	Distance du centre de la semelle i à l'axe de balancement du système de fondations.
$\{Q\}$	Vecteur de la charge gravitationnelle

Lettres minuscules latines

a	Dimension parallèle à la direction du séisme
a_0	Coefficient de transmittance d'après Deleuze
a_{SM}	Adhésion entre sol et mur
b	Dimension perpendiculaire à la direction du séisme
c	constante de Weaver
d	Hauteur de contact de sol sur le bord du radier (hauteur d'ancrage)
dr_1, dr_k, dr_n	Coefficients des déplacements relatifs pour chaque niveau
da^*_1, da^*_k, da^*_n	Coefficient des déplacements absolus pour chaque niveau
f^*	Fréquence du mode de vibration fondamental sous l'effet de l'ISS
f	fréquence fondamentale de la structure encastrée à la base
f_H	Coefficients de la translation horizontale d'après Deleuze
f_{max}	Fréquence maximale pertinente
f_v	Coefficient de la translation verticale d'après Deleuze
f_ϕ	Coefficients de la rotation autour d'un axe horizontal, balancement d'après Deleuze
g	Accélération de la pesanteur ou l'Accélération sismique
h	Hauteur d'étage
\bar{h}	Hauteur équivalente d'après le code BSSC
j	Moment d'inertie polaire de mur porteur
m_k	Masse concentrée dans chaque niveau et sur tous les étages
m	Coefficient de masse sans et avec ISS
n	Nombre des niveaux
k^*	Raideur de la structure à base fixe
k_v	Raideur en translation verticale
k_h	Raideur en translation horizontale
k_{hx}	Raideur en translation horizontale suivant l'axe x
k_{hy}	Raideur en translation horizontale suivant l'axe y

k_z	Rigidités surfaciques suivant l'axe z
$k_{\theta y}$	Rigidités surfaciques de forttement couplées
k_ϕ	Raideur en balancement (rocking)
$k_{\phi x}$	Raideur en balancement (rocking) suivant l'axe x
$k_{\phi y}$	Raideur en balancement (rocking) suivant l'axe y
k_R	Raideur en torsion autour d'un axe vertical
r	Coefficient de rigidité de cisaillement sans et avec ISS
r_0, r_m, r_a	Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire
u	Vecteur du champ des déplacements continus
u_b	Vecteur d'interaction du champ des déplacements relatifs du bâtiments
u_e	Déplacement total des points appartenant au domaine extérieur
u_f	Vecteur d'interaction du champ des déplacements relatifs de la fondation
u_s	Vecteur d'interaction du champ des déplacements relatifs du sol
v_e	Déplacement relatif
w_e	Déplacement résiduel
x_i	Distance de la semelle i à l'axe de balancement pour la direction x de séisme considérée.

Lettres grecques

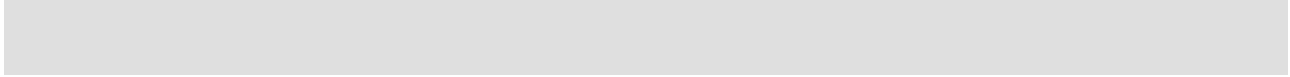
α_d	Inclinaison de la diagonale par rapport à l'horizontale
α_{ss}	Paramètre relatif de la densité de structure et du sol
$\alpha_1, \alpha_k, \alpha_n$	Coefficient de masse
α_θ	Paramètre dépendant de la rigidité du balancement de la fondation et la structure
α, β	Coefficients dépendant des propriétés propre au bâtiment
β_z, β_x et β_ϕ	Coefficients donnés par des abaques de Newmark
γ	Déformation de cisaillement correspondant au déplacement latéral sans ISS
γ^*	Déformation de cisaillement correspondant au déplacement latéral avec ISS
Δh	L'espace des nœuds du modèle
Δt	Le pas de temps
δ_i	Déflexion du niveau i par rapport à la base
δ_N	Flèche au sommet de la structure due aux charges gravitaires
ξ_v	Amortissement Vertical
ξ_H	Amortissement Horizontal du sol
ξ_ϕ	Amortissement de rotation du sol
ξ_{Str}	Coefficient d'amortissement de la structure
$\tilde{\xi}$	Coefficient d'amortissement du system sol-structure
$\tilde{\xi}_x$ et $\tilde{\xi}_\theta$	Coefficients d'amortissement de translation et de rotation de la fondation
η	Constante qui est égale à 1.875
η_{kj}	Coefficient de rigidité relative totale de niveaux
θ	Coefficient correcteur de rigidité sous l'effet de l'interaction sol structure
θ_B	Rotation due au moment fléchissant M_D autour de l'axe parallèle à la largeur de la fondation
θ_L	Rotation due au moment fléchissant M_D autour de l'axe parallèle à la longueur de la fondation

λ	Coefficient du moment d'inertie sans et avec interaction sol structure ISS
μ	Coefficient du poisson
μ_{sf}	Coefficient massique pour l'ISS
ϕ	Vecteur propre
ρ	Masse volumique du sol ou de béton.
ρ_{as}	Rapport de la surface la plus courte des murs porteurs sur la surface totale d'étage.
ρ_{al}	Rapport de la surface la plus grande des murs porteurs sur la surface totale d'étage.
ρ_e	Densité équivalente du système sol-structure
ρ_{min}	Rapport de la surface minimale (épaisseur) des murs porteurs sur la surface totale d'étage
$\rho^{(S)}_{jK}$	Rigidité conventionnelle des poteaux considérés
σ	Facteur de nécessité d'interaction sol structure
σ_T	Ecart type des résidus de la variabilité aléatoire des périodes
$\tilde{\tau}$	Coefficient dépend de la hauteur d'étage et la hauteur globale
ψ_i	Coefficient adimensionnelle dépend de la caractéristique élastique de la structure
ω	Pulsation propre de vibration
ω_b	Pulsation propre de vibration pour la superstructure
ω_f	Pulsation propre de vibration pour l'infrastructure
ω^*	Pulsation propre de vibration avec prise en compte de l'ISS

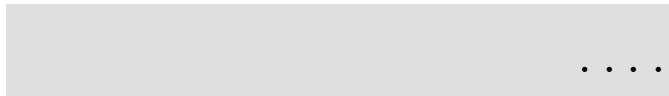
Abréviations

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AFPS	Association Française de Génie parasismique
ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
BA	Béton armé
BSLJ	Building Standard Law of Japan
BSSC	Building Seismic Safety Council
CM	Charpente métallique
DDL	Degrés de liberté
EC 8	Eurocode 8
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ISS	Interaction sol structure
NBCC	National Building Code of Canada
NEHRP	National Earthquake Hazard Reduction Program
NIST	National institute of standards and technology
NZECSDA	New Zealand Earthquake Code Structural Design Actions
PS 92	Règles de construction parasismique
RPA	Règlement parasismique Algérien
RPS	Règlement parasismique marocain du type
SASSI	Seismic Analysis soil structure interaction
SEAOC	Structural Engineers Association of California
SETRA	Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements
TSC	Turkish Seismic Code
UBC	Uniform Building Code

.....



INTRODUCTION GÉNÉRALE



.....

1.1 Problématique

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée. Elle s'intéresse au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures en tenant compte du comportement du sol et de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs [H.L. Wong et al, 1976].

Pour la plupart des structures du génie civil, le comportement du sol et le comportement de la structure peuvent être investigués de manière dissociée, ce qui facilite grandement l'analyse, tout en permettant d'atteindre les buts visés. Dans certains cas, l'interaction sol structure est beaucoup plus importante et peut influencer de manière significative la conception et le dimensionnement de la structure. Une bonne maîtrise du comportement combiné de la structure et du sol améliore sensiblement la conception de la structure. Une mauvaise interprétation de cette interaction peut par contre mener à des solutions structurales inadaptées.

1.2 Objectifs et méthodologie

L'objectif principal de cette thèse est de développer un modèle analytique décrivant la période fondamentale des bâtiments en tenant compte de l'interaction sol structure ISS et d'étudier l'effet du comportement du sol et des semelles (influence de la catégorie de site ; Application des règles parasismiques algériennes RPA 2003, poids du sol W_s , poids de la semelle W_F l'inertie de la fondation I_F , types de fondation) et de la géométrie des bâtiments (rigidité de flexion des poteaux et des poutres I_c et I_g , hauteur totale du bâtiment H ,et nombres des travées et des poteaux...etc) sur la réponse sismique des bâtiments.

1.3 Organisation du mémoire

Après avoir défini la problématique et les objectifs à atteindre, nous présentons dans le premier chapitre un ensemble de revues de la littérature relatives aux études antérieures menées sur le phénomène d'interaction sol structure ISS. Le Chapitre 2 est consacré à la présentation des méthodes et à la réglementation relative au calcul de la période fondamentale des structures en tenant compte de l'interaction sol structure ISS.

Le Chapitre 3 présente le développement théorique du modèle basé sur la déformation d'une console continue à base souple fondée sur un sol. L'interaction avec le sol est modélisée par l'intermédiaire des ressorts élastiques. Les coefficients de raideur sont calculés pour chaque direction sismique (horizontal, vertical et rotation). Ils sont donnés par les formules de Newmark Rosenblueth ; Plusieurs catégories de site proposées par le code algérien (RPA 2003) sont prises en compte.

Le Chapitre 4 est consacré à la mise en œuvre numérique du modèle proposé. L'analyse dynamique a été effectuée en utilisant une modélisation par éléments finis (logiciel de calcul de structure SAP2000). Les résultats et les analyses sont présentées dans le Chapitre 5.

La dernière partie de ce mémoire est réservée aux conclusions et aux recommandations.

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Généralités

Depuis les travaux de Housner en 1957 [G.W. Housner, 1957] sur des modèles simples et Bard [P.Y. Bard, 1988] puis Bard, Afra et Argoul [P.Y. Bard et al, 1992] sur des données accélérométriques, il est aujourd'hui solidement établi que la réponse d'une structure fondée sur un sol est différente selon la nature de celui-ci et le mode de déformation considéré (rotation, flexion, translation ...). En particulier, ces deux critères font évoluer la période propre de vibration et le taux d'amortissement. Dès lors, la structure et le sol forment un système dont la réponse doit être envisagée globalement. Cette idée est la base de l'analyse de *l'interaction sol structure*, communément admise aujourd'hui. Il est également connu que les effets de site, dus à un remplissage sédimentaire, peuvent conduire à des amplifications importantes du mouvement sismique. Il ne semble dès lors pas dénué de sens d'élargir le concept d'interaction sol/structure à celui *d'interaction site/structure* Figure 1.3c.

Plusieurs méthodes permettent d'analyser l'Interaction Sol-Structure, dont on trouvera une revue comparative dans Pecker [A. Pecker, 1984] et Wolf [J.P. Wolf, 1985]. Plus récemment, Guéguen [P. Guéguen, 1995] et Bard, P. Guéguen et Wirgin [P.Y. Bard et al, 1996] ont non seulement confirmé l'influence du sol sur la réponse d'une structure, mais également l'importance que pouvaient avoir certaines configurations structurales (enfouissement, masse, géométrie...), l'ISS étant prise en compte à l'aide de fonctions d'impédance [P.C. Jennings et al, 1973] et [J.G. Sieffert et al, 1992]. Ils ont aussi montré que les efforts de réaction à l'interface sol-structure, engendrés par les mouvements de la structure, provoquent un champ d'onde secondaire rétrodiffusé dans le sol depuis la fondation : c'est *l'Interaction Structure-Sol*. Une modélisation récente [A. Wirgin et al, 1996] a confirmé sur un modèle simplifié (bidimensionnel, mouvement anti plan), que le mouvement du sol enregistré en champ libre, à proximité d'une structure, pouvait être modifié par la présence même de cette structure, et ce jusqu'à des distances importantes (kilométriques). [P.C. Jennings, 1970] a également enregistré à plusieurs centaines de mètres de distance les mouvements créés par la vibration forcée d'une structure. Par ailleurs, une expérimentation récente [P. Guéguen et al, 2000] a permis de quantifier le champ d'onde rayonné dans le sol depuis la base d'une structure, excitée artificiellement par des essais de lâcher. Cette étude a montré que la quantité de mouvement transmise au sol depuis la structure n'est pas négligeable. D'autre part, la présence d'une géologie de surface particulière peut amplifier le mouvement du sol -effets de site- et influencer ainsi la distribution des destructions induites sur une zone généralement localisée [J.F. Semblat et al, 1999]. Les exemples les plus marquants sont les amplifications relevées dans la baie de San Francisco suite aux tremblements de terre de 1906 et de 1989 et dans la zone dite du lac à Mexico en 1985. Ces deux zones étant constituées d'un remplissage alluvionnaire important (exemple l'ordre de 40m pour des vitesses d'ondes de

cisaillement de 60-80m/s dans le cas de Mexico). Un fort couplage entre deux phénomènes peut ainsi se produire :

- La modification de la réponse de la structure (Interaction Sol-Structure) et l'apparition d'un champ d'onde secondaire (Interaction Structure-Sol) rétrodiffusée dans le sol : c'est l'*Interaction Sol Structure Sol ISSS* qui peut provoquer sous certaines conditions une augmentation du mouvement du sol en champ libre Figure 1.1.

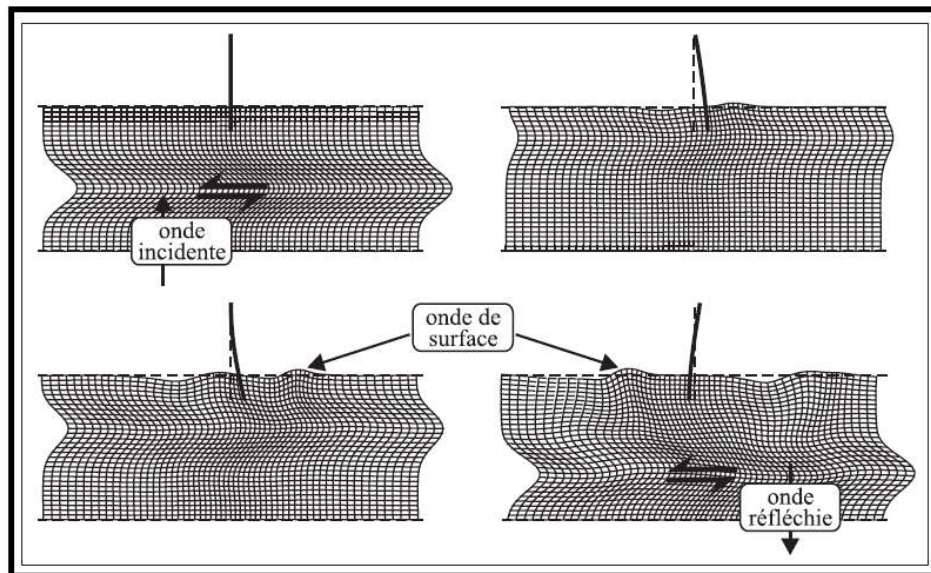


Figure 1.1 Exemple simple de l'effet de l'interaction sol – structure – sol [P.Bisch et al, 1999]

-l'amplification du mouvement du sol (effets de site) qui sera transmise aux bâtiments, dont la vibration modifiera en retour les mouvements du sol. La notion d'interaction structure/sol suggère ainsi l'hypothèse qu'une structure isolée sollicitée par une source sismique est capable d'influencer en retour le mouvement du sol. Si cette hypothèse était validée, cela signifierait que l'aléa sismique perçu par une structure pourrait être modifié par des structures voisines. Cette contamination de la réponse d'une structure par une autre constitue ce qui est appelé interaction structure sol structure [P. Guéguen et al, 2000] et [P. Guéguen, 2000].

Certains indices démontrent l'existence d'une telle interaction, entre autres une observation suivie d'une analyse faite par Erlingsson et Bodare [S. Erlingsson, 1999] et [S. Erlingsson et al, 1996]: lors d'un concert de rock qui eut lieu dans le stade Ullevi (Gothenburg, Suède), le public placé sur la pelouse commença à sauter au rythme de la musique. Ces sauts cadencés provoquèrent des dommages aux installations. D'après Erlingsson et Bodare, la cadence des sauts ($f \approx 2Hz$) étaient relativement bien corrélée à la fréquence prédominante du sol, constitué d'un dépôt argileux d'une cinquantaine de mètres. Cette configuration aurait favorisé la transmission de l'énergie des sauts via le sol jusqu'aux gradins [M. Kham, 2005], Les analyses plus récentes de Kitada [Y. Kitada et al, 1998], [

M. Celebi, 1998] et Guéguen [P. Guéguen, 2000] ou Chazelas [J.L. Chazelas et al, 2003] sur la réponse d'une structure en fonction de son proche voisinage abondant dans le même sens.

C'est l'Interaction Site-Structure (ISIS) qui englobe les effets géométriques (stratigraphie, topographie, limites du remplissage) et mécaniques (rigidité et contraste d'impédance mécanique des couches) du sol de fondation combinés à la réponse de la structure.

Figure 1.1. Exemple simple de l'effet de l'Interaction Sol-Structure-Sol, d'après [P.Bisch et al, 1999],
 Figure 1.2. Une transmission et réflexion d'une onde P incidente à l'interface entre deux milieux soudés. « Reflexion and transmission of P-waves across a solid - solid interface » pas compte de la présence des bâtiments construits sur et/ou dans la couche de sol.

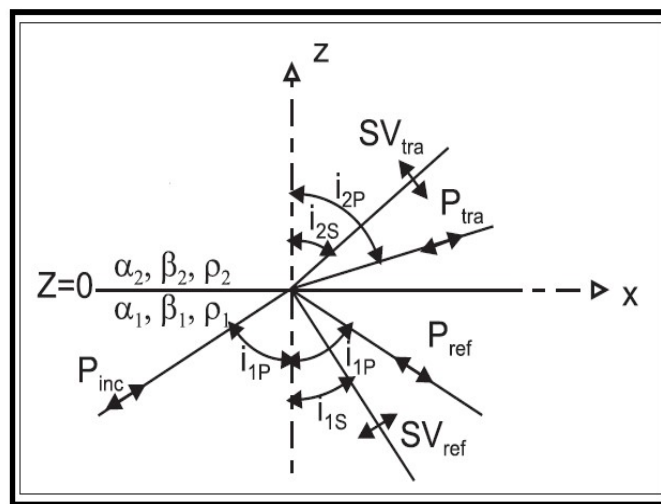


Figure 1.2 Transmission et réflexion d'une onde P incidente à l'interface entre deux milieux soudés
 [F.J. Chavez-Garcia, 1991]

Pourtant, les séismes enregistrés dans la zone du lac de Mexico, densément instrumentée depuis 1985, ont systématiquement donné lieu à des mouvements de sol de durée anormalement longue et surtout animés de battements. Même si l'amplification due à la couche de sédiments a trouvé des explications partiellement satisfaisantes [F.J. Chavez-Garcia, 1991], aucune hypothèse n'a pu expliquer ces observations particulières. Il apparaît ainsi que l'ISIS pourrait être un élément à prendre en compte dans les études de risque sismique.

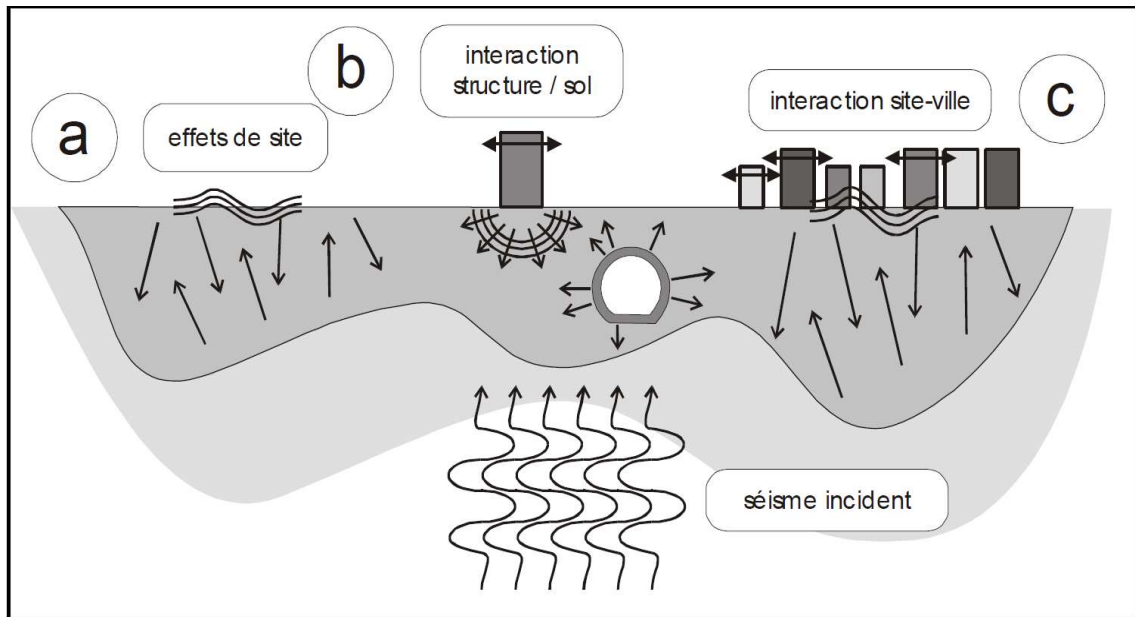


Figure 1.3 Problèmes abordés et échelles d’analyse : des effets de site (a) à l’interaction site-ville (c), en passant par l’interaction structure / sol (b) [L. Khalil, 2009].

Ce travail de thèse s’inscrit dans la création d’un modèle analytique traitant la période fondamentale de vibration en tenant compte de l’*interaction sol structure ISS*. Le premier chapitre présente les éléments nécessaires à la compréhension et au développement de la problématique. La section 1.1 présente la notion d’interaction sol structure ISS. La section 1.2 présente l’influence de l’interaction sol-structure. La section 1.3 introduit la modélisation de l’interaction sol-structure, La section 1.4 traite les raideurs et les fondations superficielles. Finalement la section 1.5 présente les méthodes de prise en compte de l’interaction sol- structure.

1.1 Notion d’Interaction Sol-Structure (ISS)

L’analyse sismique d’une structure tenant compte des propriétés du sol, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l’ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l’excitation sismique [V. Davidovici, 2013] et [AFPS, 2012]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [Eurocode 8, 1994].

Lors d’un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d’inertie se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques et imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés : *Chargement inertiel* et *Chargement cinématique*.

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable, la plupart des règlements parasismiques, excepté certains dont le code Eurocode 8, ne le mentionne pas, et les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que la nature du mouvement sismique, les propriétés dynamiques de l'ouvrage et les propriétés dynamiques du sol. Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol-structure (ISS). La [Figure 1.4](#) illustre bien le problème de l'ISS. Ce schéma montre le cas général d'une fondation, du type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations. La couche de sol autour de la structure est soumise à plusieurs types d'ondes sismiques :

- Des ondes de cisaillement : onde S
- Des ondes de dilatation : onde P
- Des ondes de surfaces : onde R ou L

La nature des ondes est dictée par des conditions sismologiques, cependant la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

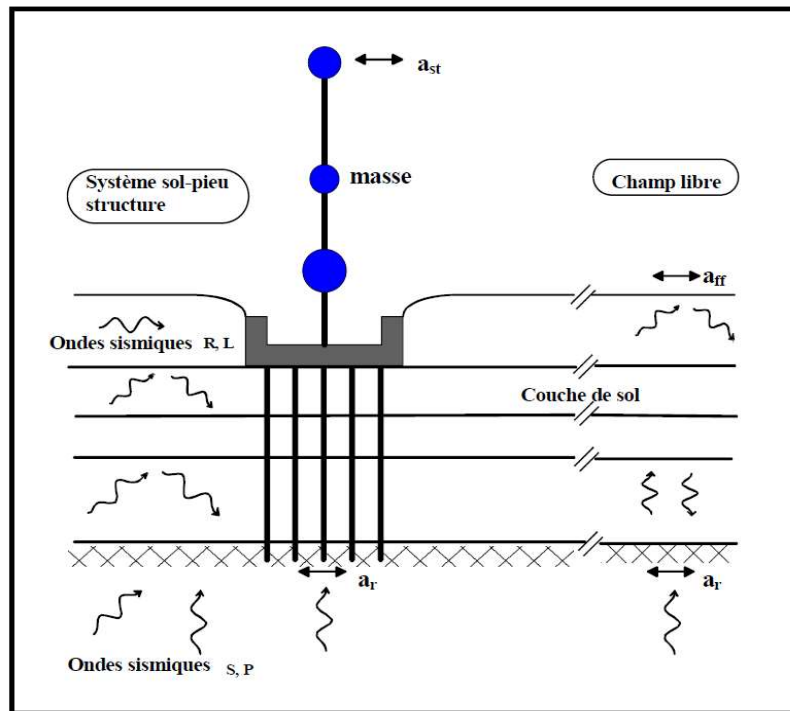


Figure 1.4 Illustration de l'ISS [A. Pecker, 2007]

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les fondations à se déplacer et par conséquent entraîner la structure supportée. Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol et les fondations. Les ondes incidentes sont également reflétées et dispersées par la fondation qui en retour développent des moments de flexion, C'est *l'interaction cinématique*. Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développent des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, les semelles isolées et les radiers et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires, c'est le phénomène *d'interaction inertielle*.

L'interaction cinématique désigne l'interaction entre le sol et les fondations sous chargement sismique en l'absence de la structure. Les fondations - Figure 1.5A, forcées à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les fondations peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre. Tandis que pour l'interaction inertielle - Figure 1.5B, le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure ; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux fondations et au sol en contact.

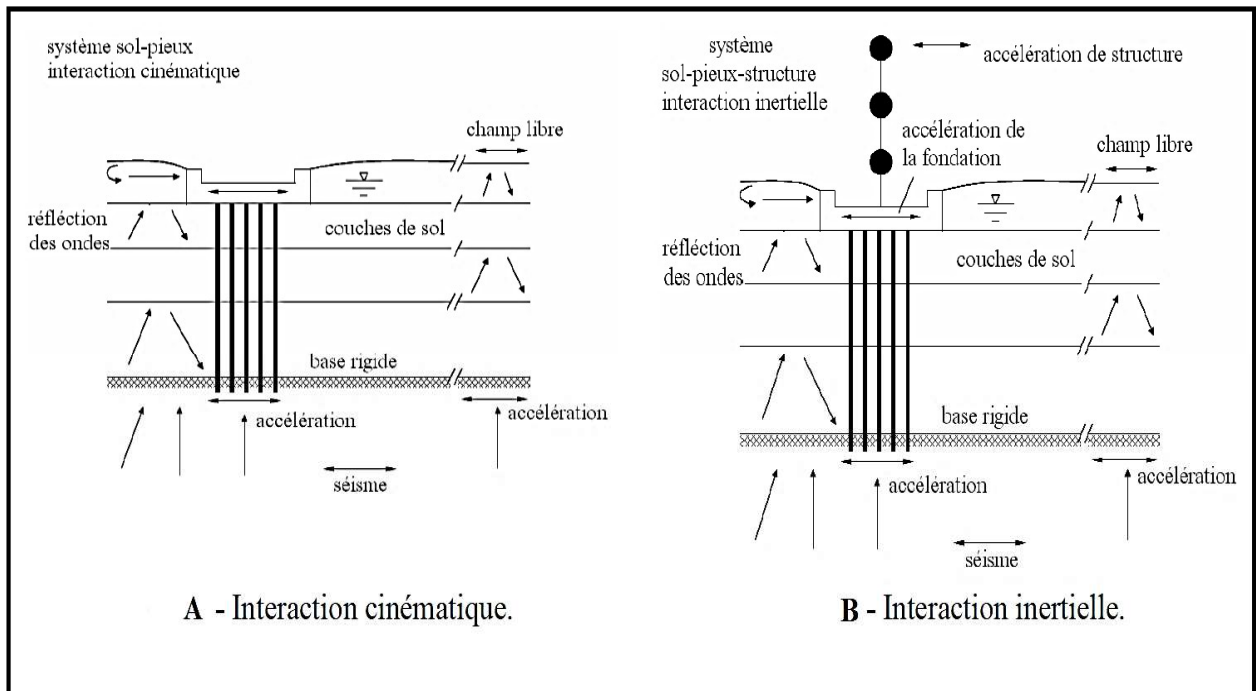


Figure 1.5 Illustration de l'interaction cinématique et l'interaction inertielle [A. Pecker, 2007].

Le moyen le plus radical pour s'affranchir du problème de l'ISS est de considérer que l'ouvrage à dimensionner est parfaitement encasté dans le sol.

L'hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure – Figure 1.5B. Les bâtiments réguliers courants, faisant l'objet des méthodes de calcul simplifiées, sont en général considérés comme parfaitement encastés dans le sol de fondation Figure 1.6.

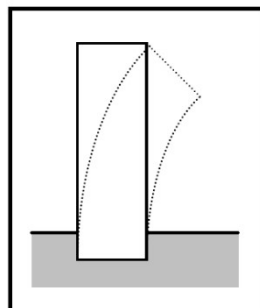


Figure 1.6 Sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

Il n'y a pas non plus d'interaction dans le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux. En effet, les déformations du sol au droit du bâtiment sont négligeables devant les déformations du bâtiment dues à l'action sismique Figure 1.7.

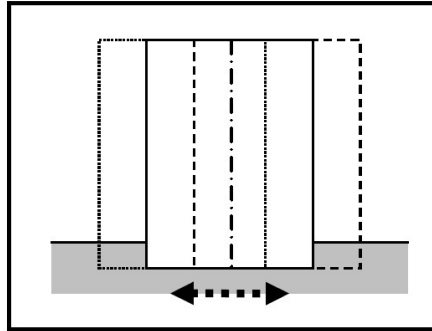


Figure 1.7 Sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

En général, et plus particulièrement dans le cas de bâtiments massifs sur des sols moyennement ou faiblement raides, les effets de l'ISS ne sont pas négligeables et modifient de façon considérable la réponse de la structure à une action sismique Figure 1.8.

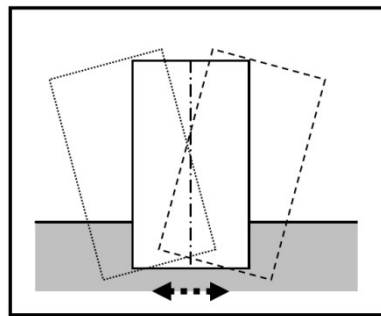


Figure 1.8 Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique [V. Davidovici, 1999]

Il existe également de nombreuses situations intermédiaires pour lesquelles la prise en compte de l'ISS ou non doit être choisie au cas par cas, par exemple quand les niveaux supérieurs d'un ouvrage sont plus souples que les niveaux inférieurs. En effet, cette situation peut provoquer un effet « coup de fouet » qui sera amplifié par les mouvements du sol ; La prise en compte de l'ISS est donc nécessaire dans la modélisation de ces ouvrages Figure 1.9.

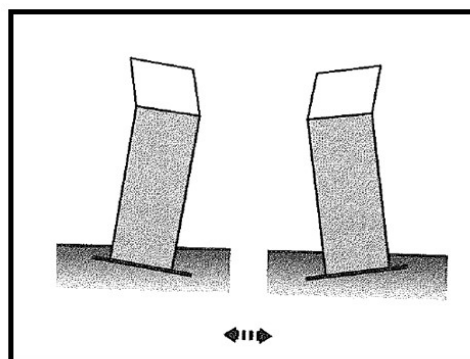


Figure 1.9 Phénomène "coup de fouet" qui peut être amplifié par l'ISS [V. Davidovici, 1999]

L'Eurocode 8 impose l'étude des effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants :

- Structures pour lesquelles les effets du $P\delta$ (relation force déplacement) de 2^{ème} ordre et jouent un rôle significatif, ce qui est le cas pour les structures élancées pour lesquelles l'excentrement du poids des masses par rapport à l'axe verticale induit un moment fléchissant supplémentaire.
- Structures avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent.
- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées.
- Structures supportées par des sols très mous, sol de classe S_1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_{s\max} < 100$ m/s.

1.2 Influence de l'interaction sol-structure

D'une manière générale, la déformabilité du sol entraîne [V. Davidovici, 1999]:

- Un allongement de la période de vibration du premier mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone.
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau sol).
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment.
- Le mouvement du sol à la base du bâtiment est supposé identique à celui du champ libre, dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure [AFPS, 2012].

Pour les structures pour lesquelles la prise en compte de l'ISS n'est pas imposée par l'Eurocode 8 ou l'Eurocode 5, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la Figure 1.10 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

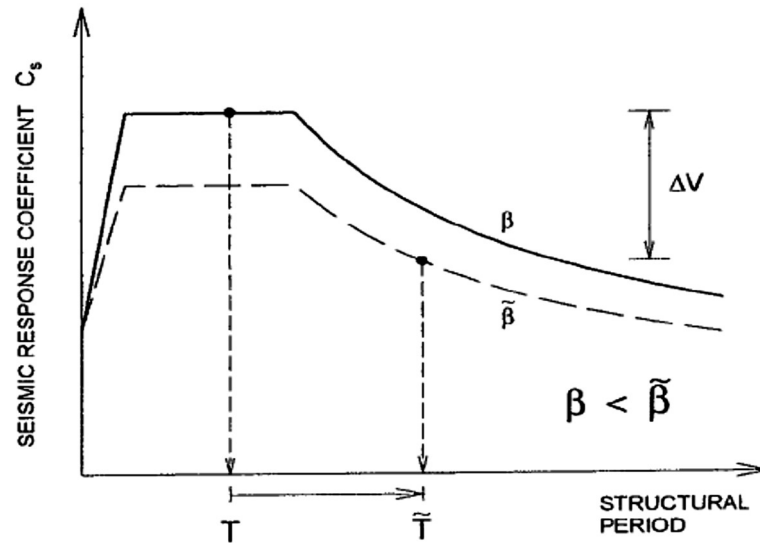


Figure 1.10 Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS [G. Gazetas, 2000]

Il existe ainsi plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure [P. Guéguen, 2000]:

1. Pour inclure dans l'analyse des modes de déformation les mouvements à la base de la structure, en considérant un système couplé sol-structure.
2. Pour obtenir une meilleure connaissance de la fréquence de vibration du système couplé qui sera allongée, avec des implications pour son dimensionnement ou son évaluation.
3. Pour évaluer complètement le comportement d'ouvrages critiques.

1.3 Modélisation de l'interaction sol structure

L'interaction entre le sol et la structure peut être mise en évidence à l'aide d'un modèle simple dans lequel la structure est représentée par une poutre console de raideur équivalente aux voiles ou poteaux sollicités en cisaillement contenant des masses correspondant principalement à celle des planchers. Ce système a donc plusieurs degrés de liberté. L'interaction avec le sol peut être représentée par des ressorts agissant à la translation ou à la rotation, reliés à une base mobile se déplaçant suivant le mouvement sismique imposé [A. Seghir, 2011].

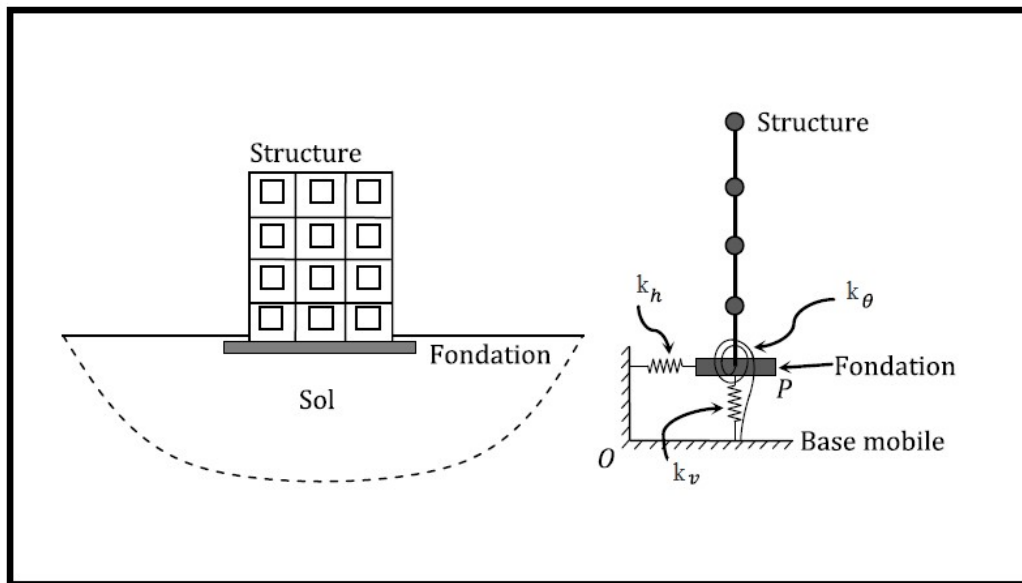


Figure 1.11 Schématisation de l'interaction sol-structure [A. Seghir, 2011]

En fonction de ces aspects et des hypothèses retenues pour les deux milieux sol et structure, les modèles et les méthodes proposés pour la prise en compte de l'interaction sol-structure sont très divers. Ainsi, on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent en bloc le problème couplé sans tenir compte de la forme particulière du système matriciel correspondant et les méthodes par sous-structure qui s'appuient sur une décomposition du système en deux ou trois parties ou sous-systèmes selon que l'on tienne compte ou non de la fondation et du sol proche.

Hors ces méthodes orientées vers un traitement numérique par éléments finis ou de frontière, il existe des approches simplifiées basées sur des modèles à ressorts tels que celui représenté en Figure 1.11. La modélisation d'une structure ne doit pas se faire avec un encastrement parfait à sa base - Figure 1.12A - si de grandes déformations du sol sont prévisibles. Ceci est le cas de bâtiments très rigides fondés sur un sol de résistance mécanique moyenne, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure. La modélisation est ainsi amenée à être faite en représentant le sol par des ressorts Figure 1.12B ou des éléments finis Figure 1.12C.

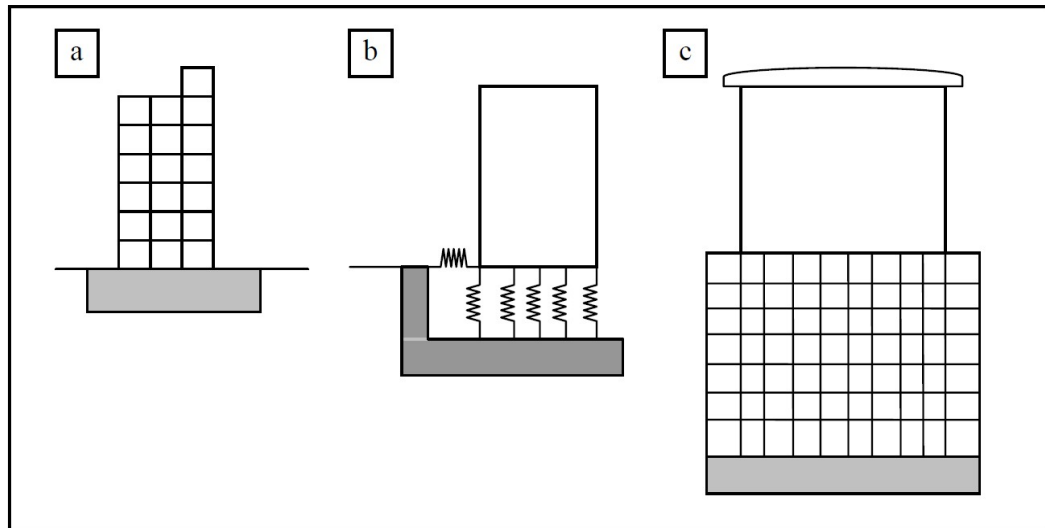


Figure 1.12 Modélisation de l'ISS A) Encastrement parfait ; B) Ressorts ;
C) Eléments finis [V. Davidovici, 1999]

La méthode la plus utilisée est la modélisation du sol par un système de ressorts amortis, dans ce cas on associe dans un même modèle la structure et le sol afférent.

Les raideurs de sol sont aux nombres de quatre :

k_v : Raideur en translation verticale.

k_h : Raideur en translation horizontale.

k_ϕ : Raideur en balancement (rocking).

k_R : Raideur en torsion autour d'un axe vertical.

1.4 Raideurs et Fondations superficielles

La manière la plus simple de prendre en compte le sol dans les modèles de calcul des structures est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide à laquelle on impose le mouvement. Dans le cas d'un modèle plan par exemple et d'une fondation de surface, l'interaction avec une semelle isolée peut être représentée par deux ressorts agissant en translation et un ressort en rotation. Dans le cas d'une fondation rigide, si le mouvement est quelconque, la fondation peut être représentée par la relation entre le torseur des efforts appliqués (trois composantes de réaction et trois composantes de moments) et les composantes des déplacements de corps rigide de la fondation. Dans le cas d'un comportement du sol linéaire (élastique ou viscoélastique), cette relation est caractérisée par une matrice 6x6 dite "impédance de la fondation". Cette impédance est complexe en raison de l'amortissement radiatif et matériel et dépend généralement de la fréquence.

Sous une semelle filante ou un radier, il est également possible de modéliser le sol par une série de ressorts et d'amortisseurs horizontaux et verticaux placés en un ensemble de nœuds constituant les points de calcul ou de discrétisation [A. Seghir, 2011].

Cette partie a pour but de résumer les différentes formules applicables pour déterminer les raideurs de fondations superficielles que l'on peut trouver dans les différents ouvrages abordant l'interaction sol-structure.

1.4.1 Méthode de Newmark-Rosenblueth

Cette méthode est indépendante de la fréquence de la structure et permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et des amortissements du sol. Afin d'obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus d'intérêt en cas de séismes, Rosenblueth a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment. L'ajout de cette masse ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure. La masse de sol additionnelle est concentrée au nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur du radier.

Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le [Tableau 1.1](#).

Tableau 1.1 Formules de Newmark Rosenblueth [E. Buchi, 2013]

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0,27\sqrt{A}$	$2,71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$k_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$0,05\sqrt{A}$	$20,55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$k_h = 2(1 + \nu)G\beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$0,35\sqrt{A}$	$0,485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0,25\sqrt{A}$	$1,88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1 + \nu}{4} G\beta_x (a^2 + b^2)\sqrt{A}$

Avec :

A : Aire de la fondation.

a : Dimension parallèle à la direction du séisme.

b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme.

M_b : Masse du bâtiment.

$M_s = A \cdot H \cdot \rho$: Masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment.

H_s : Hauteur du prisme de sol.

I_b, J_b : Inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation.

I_s, J_s : Inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation.

r_0 : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire.

ν : Coefficient de Poisson.

G : Module de cisaillement dynamique du sol.

β_z, β_x et β_ϕ sont donnés par des abaques [Figure 1.13](#)

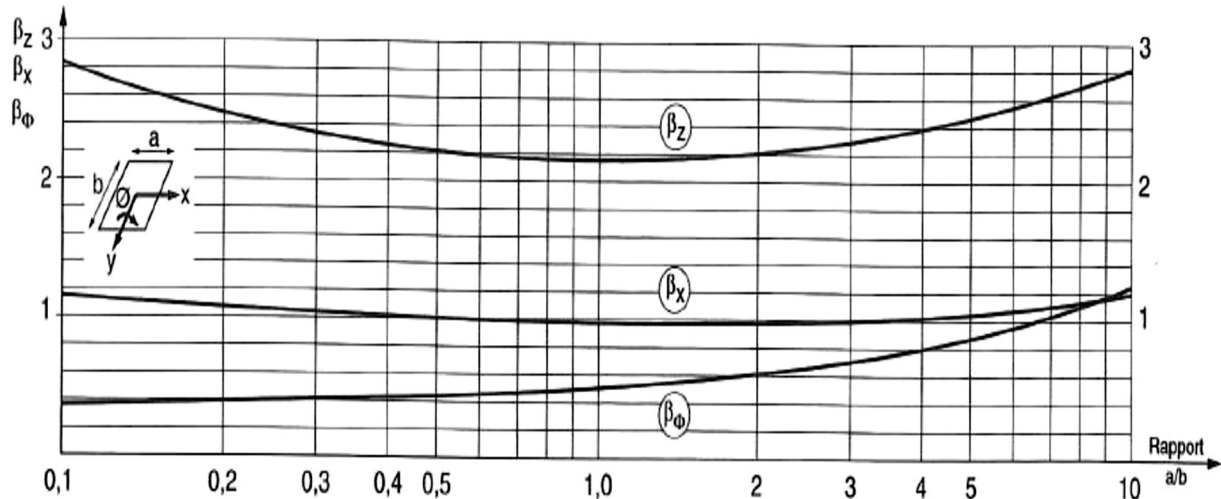


Figure 1.13 Abaqués donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_ϕ

1.4.2 Méthode de Deleuze

Cette méthode est applicable dans les cas où les fondations sont circulaires ou assimilées circulaires. Elles doivent également être considérées comme superficielles et suffisamment rigides. Cette méthode contrairement à la méthode de Newmark-Rosenblueth tient compte de la fréquence du mode fondamental de l'ouvrage.

L'ISS peut être modélisée de deux manières :

- Par ressorts concentrés : plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble (hypothèse du radier rigide) mais nécessite une modélisation plus spécifique pour le radier.
- Par ressorts répartis : plus complexe mais les efforts obtenus sont directement exploitables pour le dimensionnement du radier.

Cette représentation est admise en cas de sol homogène à l'échelle des dimensions en plan des fondations, c'est-à-dire en cas de sol stratifié dont les couches présentent des contrastes faibles de module G . Deleuze a établi des tableaux donnant des coefficients de transmittance f_v (translation verticale), f_H (translation horizontale) et f_ϕ (rotation autour d'un axe horizontal, balancement).

Pour établir ces coefficients Deleuze a utilisé les hypothèses suivantes :

- Le sol est un solide semi-infini, élastique et homogène, isotrope et limité par un plan.
- La réaction de sol sous la fondation est linéaire. La surface d'appui n'est donc pas plane, elle est donnée par la résolution du second problème de Boussinesq. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, la rotation de la fondation est celle du plan moyen de la surface d'appui.
- L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol.

Lorsque les valeurs numériques des paramètres ne figurent pas dans les tableaux une interpolation linéaire est effectuée à partir des valeurs les plus proches.

Les coefficients de raideurs et les amortissements géométriques en fonction des coefficients de transmittance f sont donnés dans Tableau 1.2.

Tableau 1.2 Formules de Deleuze [E. Buchi, 2013]

	Raideurs	Amortissements géométriques
Vertical	$k_V = G \cdot r_0 \frac{f_{V1}}{f_{V1}^2 + f_{V2}^2}$	$\eta_V = -\frac{1}{2} \frac{f_{V2}}{f_{V1}}$
Horizontal	$k_H = G \cdot r_0 \frac{f_{H1}}{f_{H1}^2 + f_{H2}^2}$	$\eta_H = -\frac{1}{2} \frac{f_{H2}}{f_{H1}}$
Rotation autour d'un axe horizontal, balancement	$k_\phi = G \cdot r_0^3 \frac{f_{R1}}{f_{R1}^2 + f_{R2}^2}$	$\eta_\phi = -\frac{1}{2} \frac{f_{R2}}{f_{R1}}$

Avec :

r_0 : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire ; il est calculé comme suit :

- Pour les raideurs en translation : l'aire du cercle équivalent est égale à l'aire de la surface d'appui :

$$r_0 = \sqrt{\frac{ba}{\pi}} \quad (1.1)$$

- Pour les raideurs en rotations (balancement) : le moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface, soit:

- En balancement :

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba^3}{3\pi}} \quad (1.2)$$

- En torsion :

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba(b^2 + a^2)}{6\pi}} \quad (1.3)$$

Notations :

a : Dimension parallèle à la direction du séisme, b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme, $G=E/2(1+\nu)$: Module de cisaillement dynamique du sol.

f : Fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considérée, déterminée à l'aide d'un calcul modal préliminaire avec les coefficients et masses de sol de Newmark-Rosenblueth.

$a_0=2\pi fr_0 (\rho/G)^{0.5}$: Paramètre utilisé dans les tableaux des coefficients de transmittance

En pratique cette méthode est applicable si $a_0 < 2$. Celle-ci n'est applicable que si le rayon de fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol.

L'amortissement s'obtient avec les formules suivantes :

- Vertical : $\xi_v = 0.5\eta_v + 5\% \leq 30\%$
- Horizontal : $\xi_H = 0.5\eta_H + 5\% \leq 30\%$
- Rotation : $\xi_\phi = 0.5\eta_\phi + 5\% \leq 30\%$

Ces formules donnent les raideurs et les amortissements réduits d'un ressort unique. Si le modèle ISS est celui des ressorts répartis, les raideurs correspondantes sont obtenues en privilégiant la direction horizontale et la direction verticale, dont les déplacements sont issus d'une rotation :

- Direction horizontale : k_h/S
- Direction verticale : K_v/S

Avec :

S : surface de la fondation.

Tableau 1.3 Coefficients de transmittance de Deleuze

A – Transmittance verticale F_v du sol

a_0	$\nu = 0.01$		$\nu = 0.25$		$\nu = 0.50$	
	F_{v1}	F_{v2}	F_{v1}	F_{v2}	F_{v1}	F_{v2}
0.00	0.2675	0.0000	0.2026	0.0000	0.1351	0.0000
0.25	0.2533	-0.0518	0.1928	-0.0365	0.1285	-0.0258
0.50	0.2356	-0.0985	0.1818	-0.0698	0.1211	-0.0495
0.75	0.2032	-0.1355	0.1604	-0.0971	0.1066	-0.0695
1.00	0.1629	-0.0160	0.1332	-0.1165	0.0878	-0.0888
1.25	0.1202	-0.1709	0.1034	-0.1270	0.0669	-0.0935
1.50	0.0799	-0.1691	0.0743	-0.1290	0.0457	-0.0969
1.75	0.0459	-0.1570	0.0484	-0.1236	0.0259	-0.0949
2.00	0.0206	-0.1381	0.0274	-0.1128	0.0090	-0.0887

B - Transmittance horizontale F_H du sol

a_0	$\nu = 0.01$		$\nu = 0.25$		$\nu = 0.40$		$\nu = 0.50$	
	F_{H1}	F_{H2}	F_{H1}	F_{H2}	F_{H1}	F_{H2}	F_{H1}	F_{H2}
0.00	0.2688	0.0000	0.2364	0.0000	0.2161	0.0000	0.2026	0.0000
0.25	0.2636	-0.0404	0.2324	-0.0323	0.2127	-0.0281	0.1995	-0.0259
0.50	0.2491	-0.0779	0.2215	-0.0625	0.2034	-0.0546	0.1910	-0.0502
0.75	0.2267	-0.1099	0.2045	-0.0890	0.1889	-0.0780	0.1778	-0.0718
1.00	0.1988	-0.1346	0.1833	-0.1103	0.1707	-0.0971	0.1610	-0.0894
1.25	0.1684	-0.1520	0.1597	-0.1257	0.1504	-0.1112	0.1424	-0.1025
1.50	0.1377	-0.1590	0.1354	-0.1349	0.1294	-0.1200	0.1231	-0.1108
1.75	0.1087	-0.1596	0.1118	-0.1384	0.1089	-0.1240	0.1043	-0.1146
2.00	0.0829	-0.1542	0.0899	-0.1369	0.0997	-0.1236	0.0866	-0.1144

C - Transmittance en rotation F_R du sol

a_0	$\nu = 0.01$		$\nu = 0.25$		$\nu = 0.40$		$\nu = 0.50$	
	F_{R1}	F_{R2}	F_{R1}	F_{R2}	F_{R1}	F_{R2}	F_{R1}	F_{R2}
0.00	0.4280	0.0000	0.3242	0.0000	0.2594	0.0000	0.2161	0.0000
0.25	0.4361	-0.0018	0.3295	-0.0001	0.2635	-0.0008	0.2197	-0.0007
0.50	0.4587	-0.0137	0.3445	-0.0085	0.2752	-0.0063	0.2299	-0.0053
0.75	0.4874	-0.0435	0.3642	-0.0270	0.2908	-0.0202	0.2437	-0.0170
1.00	0.5128	-0.0941	0.3831	-0.0590	0.3064	-0.0445	0.2577	-0.0376
1.25	0.5252	-0.1632	0.3952	-0.1039	0.3174	-0.0788	0.2683	-0.0670
1.50	0.5160	-0.2434	0.3949	-0.1578	0.3196	-0.1208	0.2719	-0.1033
1.75	0.4801	-0.3240	0.3782	-0.2147	0.3098	-0.1664	0.2655	-0.1434
2.00	0.4177	-0.3931	0.3439	-0.2674	0.2863	-0.2102	0.2477	-0.1829

1.4.3 Formules de la norme NF P 94-261 Fondations superficielles [AFNOR, 2004]

Dans la norme d'application française de l'Eurocode 7- Fondations superficielles (NFP 94-261) différents types de raideurs sont définis :

- Raideur verticale : $k_v = V_d / S_v$ (1.4)

- Raideur de translation selon une direction parallèle à la largeur de la fondation :

$$K_B = H_{d;B} / S_{h;b} \quad (1.5)$$

- Raideur de translation selon une direction parallèle à la longueur de la fondation :

$$K_L = H_{d;L} / S_{h;L} \quad (1.6)$$

- Raideur de rotation autour de l'axe parallèle à la largeur de la fondation :

$$K_{\theta;B} = M_{\theta;B} / \theta_B \quad (1.7)$$

- Raideur de rotation autour de l'axe parallèle à la longueur de la fondation :

$$K_{\theta;L} = M_{\theta;L} / \theta_L \quad (1.8)$$

Avec : S_V le tassement à la force verticale V_d appliquée à la fondation, $S_{h,B}$ et $S_{h,L}$ les déplacements horizontaux à la force horizontale dues H_d dans les directions parallèles à la largeur et à la longueur de la fondation.

θ_B et θ_L les rotations dues au moment fléchissant M_D autour de l'axe parallèle à la largeur et à la longueur de la fondation.

- Calcul de la raideur verticale k_v d'une fondation superficielle est donné par :

Tableau 1.4 Formules de raideurs verticales selon la norme NF P 94-261 [E. Buchi, 2013]

Fondation circulaire (B)	$k_v = \frac{EB}{1 - \nu^2}$
Fondation rectangulaire (L > B)	$k = \frac{E}{2(1 - \nu^2)} \beta_V \sqrt{BL}$ $\beta_V = 1,55 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,25} + 0,8 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$
Fondation filante (B) (par unité de longueur)	$k_v \approx \frac{0,73E}{2(1 - \nu^2)}$

B et L désignent respectivement la largeur et la longueur de la fondation. Pour une fondation circulaire, B désigne son diamètre.

- Calcul des raideurs en translation K_B et K_L d'une fondation superficielle :

Tableau 1.5 Formules de raideurs horizontales selon la norme NF P 94-261 [E. Buchi, 2013]

Fondation circulaire (B*)	$K_B = K_L = \frac{4EB}{(2 - \nu)(1 + \nu)}$
Fondation rectangulaire (L > B)	$K_B = \frac{E}{2(2 - \nu)(1 + \nu)} \beta_B \sqrt{BL}$ $\beta_B = 3,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,15} + 1,2 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$ $K_L = \frac{E}{2(2 - \nu)(1 + \nu)} \beta_L \sqrt{BL}$ $\beta_L = 3,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,15} + 0,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,5} + 0,8 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}$
Fondation filante (B) (par unité de longueur)	$K_B \approx \frac{E}{(2 - \nu)(1 + \nu)}$

B et L désignent respectivement la largeur et la longueur de la fondation. Pour une fondation circulaire, B désigne son diamètre.

Remarque : au vu d'un comparatif avec les autres formules il semble que pour les raideurs en translation d'une fondation circulaire, B représente le rayon et non pas le diamètre.

- Calcul des raideurs en rotations $K_{\theta;B}$ et $K_{\theta;L}$: ces raideurs sont déduites de la raideur verticale.

Tableau 1.6 Formules de raideurs en rotation selon la norme NF P 94-261 [E. Buchi, 2013]

	$K_{\theta;B}$	$K_{\theta;L}$
Fondation circulaire (B)	$K_{\theta;B} = K_{\theta;L} = \frac{B^2}{6} K_V$	
Fondation rectangulaire (L > B)	$K_{\theta;B} \approx B^2 \frac{0,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{0,5} + 0,1 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}}{\beta_V(L/B)} K_V$	$K_{\theta;L} \approx B^2 \frac{0,4 \left(\frac{L}{B}\right)^{1,9} + 0,034 \left(\frac{B}{L}\right)^{0,5}}{\beta_V(L/B)} K_V$
Fondation filante (B) (par unité de longueur)	—	$K_{\theta;L} \approx 2,15 B^2 K_V$

B et L désignent respectivement la largeur et la longueur de la fondation. Pour une fondation circulaire, B désigne son diamètre.

1.4.4 Guide du SETRA pour les ponts en zone sismique [SETRA, 2012]

Pour des semelles superficielles, l'Eurocode 8 ou 5 autorise, dans le cas de structures simples à peu de degrés de liberté et des sols de stratigraphie régulière, à modéliser l'interaction sol-structure à l'aide de raideurs (ressort K) et d'amortisseurs (amortisseurs C). Les raideurs et amortissement sont calculés à fréquence nulle (pseudo statique) pour une fondation circulaire équivalente reposant sur un demi-espace élastique Figure 1.14.

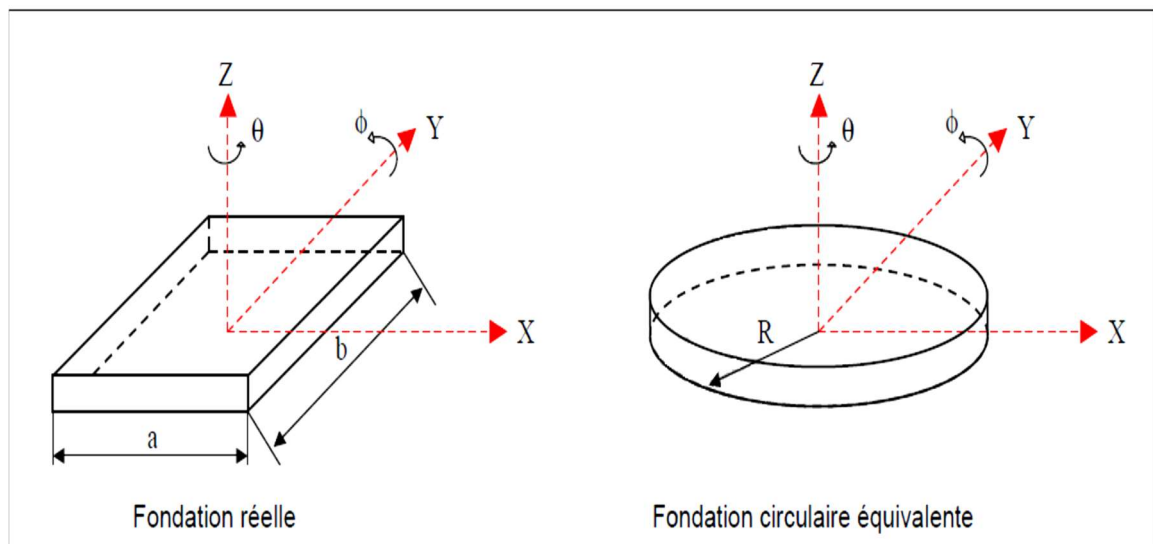


Figure 1.14 Définition des paramètres utilisés dans les formules du guide SETRA [SETRA, 2012]

Les expressions de calcul sont données dans le tableau 7 [E. Buchi, 2013]

Tableau 1.7 Formules issus du guide du SETRA [SETRA, 2012]

Raideurs	Amortissements (utilisation à éviter*)
$k_v = \frac{4GR}{1-\nu}$	$C_v = 0,85K_v \frac{R}{V_S}$
$k_h = \frac{8GR}{2-\nu}$	$C_x = 0,576K_x \frac{R}{V_S}$
$k_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$C_\phi = \frac{0,3\sqrt{B_\phi}}{1+B_\phi} K_\phi \frac{R}{V_S}$ avec $B_\phi = \frac{2I_\phi}{8\rho R^5}$
$k_\theta = \frac{16GR^3}{3}$	$C_\theta = \frac{0,3}{1+B_\theta} K_\theta \frac{R}{V_S}$ avec $B_\theta = \frac{3(1-\nu)I_\theta}{8\rho R^5}$

Remarque : Les formules d'amortissements données dans le guide du SETRA ne semblent pas valides, les résultats étant aberrants. Utilisations des formules d'amortissement à éviter.

- Pour les raideurs en translation, la fondation circulaire offre la même section que la fondation réelle soit : $\pi R^2 = a \times b$
- Pour les raideurs en rotation, la fondation circulaire équivalente est celle qui présente la même inertie, soit : $\pi R^4/4 = a \times b^3/12$ pour la rotation autour de l'axe O_x et $\pi R^4/4 = b \times a^3/12$ pour la rotation autour de l'axe O_y

G : Module de cisaillement et ν le coefficient de Poisson.

ρ : Masse volumique du sol.

I_ϕ et I_θ : Moments d'inertie de l'ouvrage pour le balancement et la torsion respectivement.

V_S : Vitesse des ondes de cisaillement.

Ces valeurs ne pourront être utilisées que lorsque les caractéristiques (G_{max} , ν) du sol varient faiblement sur une hauteur importante par rapport aux dimensions de la fondation. En l'absence de justifications particulières, le coefficient de Poisson du sol pourra prendre forfaitairement la valeur de 0,3.

De plus l'Eurocode 8 précise que des formulations plus complètes peuvent être utilisées pour tenir compte de l'effet d'un encastrement de la fondation dans le terrain, la présence de sols stratifiés, ou la présence de l'effet d'une couche mince reposant sur un substratum rigide qui ont pour conséquence d'augmenter la raideur et l'amortissement par rapport aux formules reprises ici.

1.4.5 Raideurs de Veletsos

Veletsos donne les mêmes formules que le guide du SETRA [Eurocode 8] pour les raideurs en surface. Il apporte néanmoins des correctifs pour les fondations encastrées :

Tableau 1.8 Formules de Veletsos [V. Davidovici, 1999], [E. Buchi, 2013]

	Raideurs
Vertical	$k_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + \frac{2D}{5R}\right)$
Horizontal	$k_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{2D}{3R}\right)$
Balancement	$k_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{2D}{R}\right)$

G : Module de cisaillement.

ν : Coefficient de Poisson.

R : Rayon de la fondation circulaire ou le rayon équivalent.

D : Profondeur d'encastrement de la fondation.

Pour un radier rectangulaire Veletsos définit les rayons équivalents suivants :

- En translation :

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (1.9)$$

- En rotation :

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad (1.10)$$

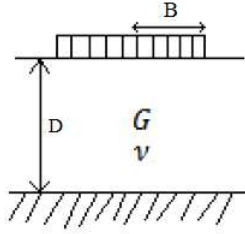
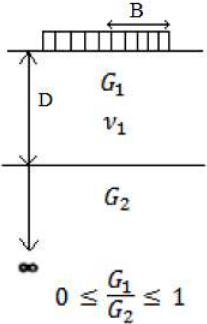
1.4.6 Formule de Gazetas

Gazetas dans ses ouvrages rappelle un certain nombre de formules dont le but est de déterminer les raideurs de fondations de toutes formes.

1.4.6A Fondation circulaire sur une couche reposant sur une couche rocheuse ou plus raide

Il donne les formules suivantes, adaptées de Kausel et al., pour une fondation circulaire sur une couche de sol reposant sur une base rigide, ainsi que pour une couche qui repose elle-même sur une couche plus raide ($G_2 \geq G_1$), adaptées des travaux de Hadjian et Luco [G. Gazetas, 1983] :

Tableau 1.9 Formules de Gazetas pour une fondation circulaire reposant une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide [E. Buchi, 2013]

	Couche reposant sur un lit rocheux	Couche reposant sur une couche plus raide
		
Type de chargement	Raideur statique	Raideur statique
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{B}{D}\right)$ $D/B > 2$	$K_v = \frac{4G_1R}{1-\nu_1} \frac{\left(1 + 1,28 \frac{B}{D}\right)}{\left(1 + 1,28 \frac{B}{D} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $1 \leq D/B < 5$
Horizontal	$K_h = \frac{8GB}{2-\nu} \left(1 + \frac{B}{2D}\right)$ $D/B > 1$	$K_h = \frac{8G_1B}{2-\nu_1} \frac{\left(1 + \frac{B}{2D}\right)}{\left(1 + \frac{B}{2D} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $1 \leq D/B < 4$
Balancement	$K_\phi = \frac{8GB^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{6D}\right)$ $4 \geq D/B > 1$	$K_\phi = \frac{8G_1B^3}{3(1-\nu_1)} \frac{\left(1 + \frac{B}{6D}\right)}{\left(1 + \frac{B}{6D} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $0,75 \leq D/B < 2$
Torsion	$k_R = \frac{16GB^3}{3}$ $D/R \geq 1,25$	/

Remarque : Pour $D/B < 2$ ou 1 ces expressions fournissent tout de même des estimations raisonnables pour les raideurs.

1.4.6B Semelle filante sur une couche reposant sur un lit rocheux [G. Gazetas, 1983]

Pour une semelle filante sur une couche de sol reposant sur une base rigide les formules suivantes sont exposées sur le Tableau 1.10 [E. Buchi, 2013]:

Tableau 1.10 Formules de Gazetas pour une semelle filante sur une couche reposant sur un lit rocheux

Type de chargement	Raideur statique (par unité de longueur)	Validité de la formule*	Profil du sol
Vertical	$k_v = \frac{1,23G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B'}{D}\right)$	$1 \leq D/B' \leq 10$	
Horizontal	$k_h = \frac{2,1G}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B'}{D}\right)$	$1 \leq D/B' \leq 8$	
Balancement	$k_\phi = \frac{\pi G B'^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B'}{5D}\right)$	$1 \leq D/B' \leq 3$	

B' : Représente la demi-largeur de la semelle filante.

- En dehors de ces valeurs les expressions fournissent tout de même des estimations raisonnables pour les raideurs.

1.4.6C Fondation circulaire encastrée dans une couche sur lit rocheux

Pour une fondation circulaire parfaitement encastrée dans une couche de sol homogène reposant sur un lit rocheux, Gazetas donne les formules suivantes issues des travaux de Elsabee et Kausel [G. Gazetas, 1983] :

Tableau 1.11 Formules de Gazetas pour une fondation circulaire encastrée dans une couche sur lit rocheux
[E. Buchi, 2013]

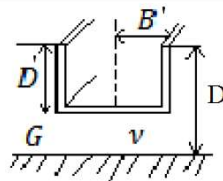
Type de chargement	Raideur statique	Profil du sol
Vertical	$k_v = \frac{4GB}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{B}{D}\right) \left(1 + \frac{D'}{2B}\right) \times$ $\left(1 + (0,85 - 0,28 \frac{D'}{B}) \frac{D'/D}{(1 - D'/D)}\right)$	<p>Domaine de validité :</p> $\frac{D'}{B} < 2$ $\frac{D'}{D} \leq 0,5^*$
Horizontal	$k_h = \frac{8GB}{2-\nu} \left(1 + \frac{B}{2D}\right) \left(1 + \frac{2D'}{3B}\right) \left(1 + \frac{5D'}{4D}\right)$	
Balancement	$k_\phi = \frac{8GB^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{6D}\right) \left(1 + \frac{2D'}{B}\right) \left(1 + 0,7 \frac{D'}{D}\right)$	
Couplage horizontal et balancement	$0,40K_h D'$	
Torsion	$k_R = \frac{16GR^3}{3} \left(1 + 2,67 \frac{D'}{B}\right)$	

- Pour des fondations avec des encastresments plus profonds les formules sous estiment l'accroissement de la raideur.

1.4.6D Semelle filante encastrée dans une couche sur lit rocheux [G. Gazetas, 1983]

Pour une semelle filante encastrée dans une couche homogène reposant sur un lit rocheux, Gazetas donne les formules suivantes, issues des travaux de Jakub et Roesset Tableau 1.12 [E. Buchi, 2013] :

Tableau 1.12 Formules de Gazetas pour une semelle filante encastrée dans une couche sur lit rocheux

Type de chargement	Raideur statique	Profil du sol
Horizontal	$k_h = \frac{2,1G}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B'}{D}\right) \left(1 + \frac{D'}{3B}\right) \left(1 + \frac{4D'}{3D}\right)$	 <p style="text-align: center;"> $D/B' \geq 2$ $D'/B' \leq 2/3$ </p>
Balancement	$k_\phi = \frac{\pi G B'^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B'}{5D}\right) \left(1 + \frac{D'}{D}\right) \left(1 + \frac{2D'}{3D}\right)$	

B' représente la demi-largeur de la semelle filante.

1.4.6E Fondations rectangulaires sur une monocouche

Gazetas donne des formules pour des radiers de surface ou encastrés, de formes quelconques qu'il assimile à un radier de forme rectangulaire de longueur $2L$ et de largeur $2B$ comme présenté dans la Figure 1.15[G. Gazetas, 1991].

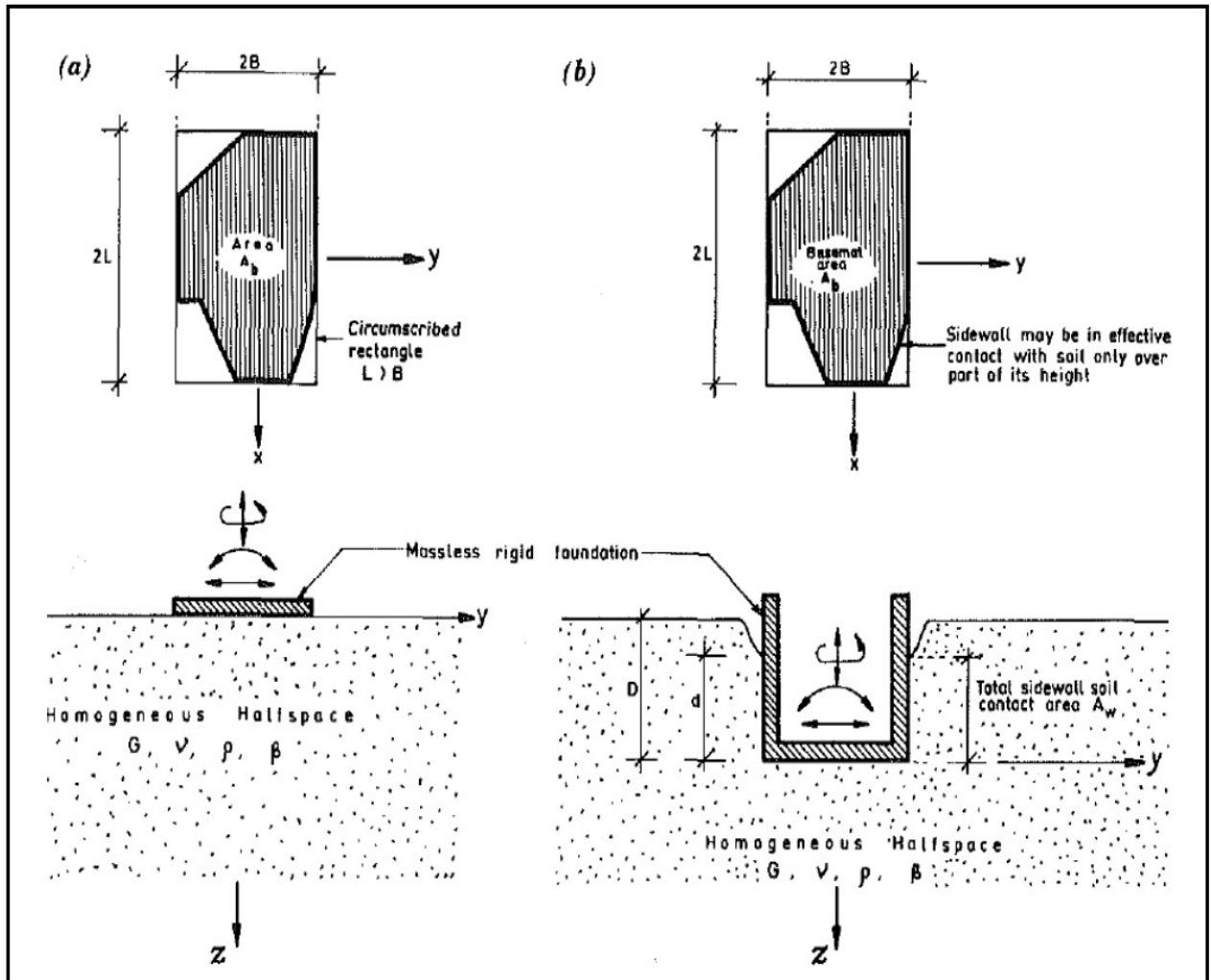


Figure 1.15 Radier de surface (a) et radier encasté (b) sur un sol homogène [G. Gazetas, 1991]

Les formules de raideurs pour un radier de surface sont les suivantes :

Tableau 1.13 Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque [E. Buchi, 2013]

	Raideur statique
Vertical (z)	$k_v = \frac{2GL'}{(1-\nu)}(0,73 + 1,54\chi^{0,75})$
Horizontal (y) (dans la direction de la largeur)	$K_{hy} = \frac{2GL'}{(2-\nu)}(2 + 2,50\chi^{0,85})$
Horizontal (x) (dans la direction de la longueur)	$k_{hx} = k_{hy} - \frac{0,2}{0,75-\nu} \times GL'(1 - \frac{B'}{L})$
Balancement (autour de x)	$k_{\phi_x} = \frac{GI_{bx}^{0,75}}{1-\nu} \left(\frac{L'}{B'}\right)^{0,25} \left(2,4 + \frac{0,5B'}{L'}\right)$
Balancement (autour de y)	$k_{\phi_y} = \frac{3G}{1-\nu} I_{by}^{0,75} \left(\frac{L'}{B'}\right)^{0,15}$
Torsion	$k_{\phi_z} = 3,5GI_{bz}^{0,75} \left(\frac{B'}{L'}\right)^{0,4} \left(\frac{I_{bz}}{B'^4}\right)^{0,2}$

Avec :

G : Module de cisaillement.

L' : La demi-longueur.

B' : La demi-largeur.

ν : Coefficient de Poisson et $\chi = A_b/4L'^2$

A_b : Aire réelle du radier, I_{bx} , et I_{bz} les moments d'inertie du radier

Pour un radier encastré Gazetas donne les formules suivantes :

Tableau 1.14 Formules de Gazetas pour un radier encastré de forme quelconque [E. Buchi, 2013]

Raideur statique	
Vertical (z)	$= k_V \text{ Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque} \cdot \left[1 + \frac{D}{21B'}(1 + 1,3\chi) \right] \left[1 + 0,2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$
Horizontal (y) (dans la direction de la largeur)	$= k_{Hy} \text{ Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque} \cdot \left[1 + 0,15 \left(\frac{D}{B'} \right)^{0,5} \right] \left\{ 1 + 0,52 \left[\left(\frac{h}{B'} \right) \left(\frac{A_w}{L^2} \right) \right]^{0,4} \right\}$
Horizontal (x) (dans la direction de la longueur)	$= k_{Hx} \text{ Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque} \cdot \left(\frac{K_{y,enc}}{K_{y,surf}} \right)$
Balancement (autour de x)	$= k_{\Phi_x} \text{ Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque} \cdot \left\{ 1 + 1,26 \left(\frac{d}{B'} \right) \left[1 + \left(\frac{d}{B'} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,2} \left(\frac{B'}{L} \right)^{0,5} \right] \right\}$
Balancement (autour de y)	$= k_{\Phi_y} \text{ Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque} \cdot \left\{ 1 + 0,92 \left(\frac{d}{L} \right)^{0,6} \left[1,5 + \left(\frac{d}{L} \right)^{1,9} \left(\frac{d}{L} \right)^{-0,6} \right] \right\}$
Torsion	$= k_R \text{ Formules de Gazetas pour un radier de forme quelconque} \cdot \Gamma_w \cdot \Gamma_{tre}$

Avec :

A_w : Surface du mur périphérique du radier en contact avec le sol, pour une hauteur de contact constante d , le long du périmètre on a : $A_w = d \times \text{périmètre}$.

D : Profondeur d'encastrement, d est la hauteur de contact de sol sur le bord du radier.

$$h = D - d/2 \quad (1.11)$$

$$\Gamma_{tre} = 1 + 0.5 (D/B)^{0.1} \times (B^4 / I_{bz})^{0.13} \quad (1.12)$$

$$\Gamma_w = 1 + 0.4 (D/d)^{0.5} \times (j_s / j_r) \times (B / D)^{0.6} \quad (1.13)$$

$$j_s = (4d/3) \times (B^3 + L^3) + (4BLd) \times (L+B) \quad (1.14)$$

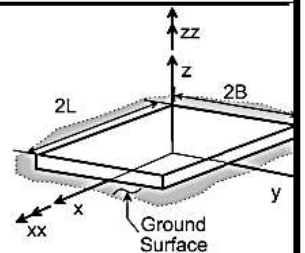
$$j_r = (4BL/3) \times (B^2 + L^2) \quad (1.15)$$

1.4.7F Formules de Pais, Kausel et Gazetas, Mylonakis

D'après Pais, Gazetas et Mylonakis, le Tableau 1.15 représente des formules utilisées pour le calcul des raideurs pour des semelles rigides et surfacique sous l'effet des propriétés mécaniques des sols [A. Pais et al, 1988], [G. Mylonakis et al, 2006].

Tableau 1.15 Formules de Pais, Kausel, Gazetas et Mylonakis pour des semelles rigides et surfaciques [NIST, 2012].

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z, sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y, sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x, sur} = K_{y, sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{zz, sur} = GJ_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$
Notes:	<p>Axes should be oriented such that $L \geq B$. I_t = area moment of inertia of soil-foundation contact, <i>i</i> denotes which axis to take the surface around. $J_t = I_x + I_y$ polar moment of inertia of soil-foundation contact surface. G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).</p>	



1.5 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure ISS

Il y a principalement trois grandes familles de méthodes pour analyser l'ISS : l'approche directe ou méthode globale, qui consiste à modéliser le sol et la structure dans un unique modèle, et l'approche dite des « sous-structures », qui décompose le problème en sous-problèmes plus simples –Johnson [J.J. Johnson et al, 2003]; Pecker [A. Pecker, 1984]; [A. Pecker, 2008]; Stewart [J.P. Stewart, 1998]; [J.P. Stewart, 1999] et n'est applicable que dans le cas du domaine linéaire et pour des systèmes faiblement non linéaires [G. Mylonakis, 1997] où l'on peut justifier le principe de superposition - Jeremic [B. Jermic et al, 2009]; Pecker [A. Pecker, 2008]. Pour faire des analyses dans le domaine non linéaire, il faut utiliser la méthode directe [J.J. Johnson et al, 2003].

Néanmoins, les méthodes hybrides forment la troisième grande famille de méthodes pour le traitement de l'ISS. Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes de sous-structures. L'idée principale consiste à séparer le sol en deux domaines distincts.

Pour simplifier le problème d'ISS, et donc réduire le temps de calcul, certains modèles sont en 2D. Bien que cette méthode soit très pratique. Elle est potentiellement dangereuse pour trois raisons -Wolf et Song [J.P. Wolf et al, 2002] :

- 1) - L'amortissement radiatif par unité de contact est surestimé pour les fréquences finies.
- 2) - La surface de contact sera plus grande pour un modèle 2D que pour un modèle 3D, ce qui engendrera une surestimation de l'amortissement radiatif global.
- 3) - La modélisation 2D sous-estime toujours la rigidité.

Avant d'examiner les différentes méthodes en détail, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Désignant par, MCK les matrices de masse, amortissement et raideur du système, l'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = Q_f \quad (1.16)$$

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge Q_f n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'Équation 1.16; les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$\underline{M}_f \ddot{\underline{U}}_f + \underline{C}_f \dot{\underline{U}}_f + \underline{K}_f \underline{U}_f = \underline{Q}_f \quad (1.17)$$

Posant :

$$\underline{U} = \underline{U}_i + \underline{U}_f \quad (1.18)$$

L'Equation 1.18 définit le déplacement d'interaction \underline{U}_i qui satisfait l'équation :

$$\underline{M}_f \ddot{\underline{U}}_i + \underline{C}_f \dot{\underline{U}}_i + \underline{K}_f \underline{U}_i = -\underline{Q}_i \quad (1.19)$$

Avec :

$$\underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f] \ddot{\underline{U}}_f + [\underline{C} - \underline{C}_f] \dot{\underline{U}}_f + [\underline{K} - \underline{K}_f] \underline{U}_f \quad (1.20)$$

Le vecteur de charge Q_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre. Pour les systèmes linéaires, on a alors le théorème de superposition : le problème d'interaction est décomposé en la

somme d'un problème de réponse du sol en champ libre [Équation 1.17](#) et d'un problème source [Équation 1.19](#) où les forces appliquées Q_i n'ont de composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et au sol. Ce dernier problème est, par essence, analogue à un problème de vibration de machine. Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'[Équation 1.18](#).

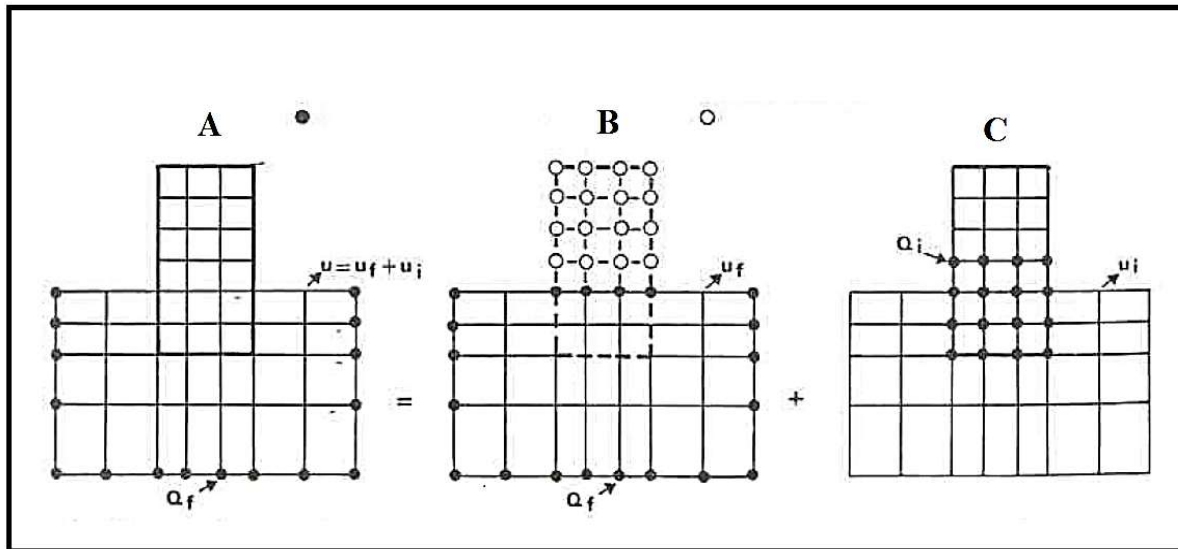


Figure 1.16 Décomposition du problème d'interaction sol-structure

L'[Equation 1.20](#) met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure. Supprimons, pour simplifier, le terme d'amortissement dans cette équation et restreignons le problème à celui d'une structure posée à la surface du sol et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume (cisaillement ou compression). Dans ces conditions, en champ libre, tous les points de la surface du sol sont animés d'un même mouvement. Si la fondation de l'ouvrage est infiniment rigide, le dernier terme de l'[Équation 1.20](#) s'annule; le vecteur de charge Q_i se réduit à :

$$Q_i = [\underline{M} - \underline{M}_f] \underline{\dot{U}}_f \quad (1.21)$$

Les forces Q_i appliquées à la base de la structure engendrent un mouvement du support, équivalent à un champ de forces d'inertie dans la structure. Par suite, l'interaction ne résulte que des forces d'inertie développées dans cette structure. On lui donne le nom *d'interaction inertielle*.

A l'opposé, considérons une structure enterrée dont la masse est nulle hors du sol et égale (en valeur et répartition) à celle du sol pour la partie en terre. Les forces Q_i ont alors pour expression :

$$Q_i = [\underline{K} - \underline{K}_f] \underline{U}_f \quad (1.22)$$

Elles ne résultent que de la différence de raideur pour la partie en terre entre le sol et la structure. Même sans différence de masse, il y a interaction; on lui donne alors le nom d'*interaction cinématique*. Elle résulte de la raideur de la fondation qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. On a vu précédemment qu'elle était rigoureusement nulle pour certains cas et elle peut être faible dans d'autres cas (fondations sur pieux souples) ou très importante (structure raide fortement contreventée enterrée dans le sol).

Dans le cas le plus général, l'interaction résulte d'une interaction inertielle et d'une interaction cinématique.

La Figure 1.16 et les raisonnements précédents illustrent les deux grandes méthodes d'approche de l'interaction sol-structure. La Figure 1.16A correspond aux méthodes globales dont la solution est obtenue par résolution directe de l'Equation 1.16. Elles ne font intervenir aucune notion de superposition et sont donc théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires. Alternativement, les méthodes de sous-structures s'appuient sur la décomposition des Figures 1.16B et Figure 1.16C, ou sur des décompositions analogues, pour résoudre le problème par étapes. Ces méthodes ne sont, bien entendu, applicables qu'aux problèmes linéaires, justifiables de superposition.

1.5.1 Méthode directe

Les méthodes directes traitent le problème de l'ISS dans sa globalité : les déplacements dans le sol et dans la structure sont calculés simultanément. Les domaines de la structure et du sol sont discrétisés par éléments finis. Il est alors possible d'incorporer dans le modèle toutes les caractéristiques géométriques du problème, les hétérogénéités matérielles du sol ou de la superstructure, et d'introduire les lois de comportement nécessaires pour la description des non linéarités et irréversibilités du système. La démarche de modélisation nécessite [L. Khalil, 2009]:

- La définition des sollicitations sismiques à introduire dans le système.
- L'utilisation des éléments spéciaux à la frontière du domaine du sol afin de préserver son caractère non borné.
- Le choix d'une discrétisation du sol assez fine pour une bonne description de la propagation d'ondes de haute fréquence.
- L'application d'un schéma performant de résolution dans le domaine temporel.

L'avantage de la méthode globale, est que l'intégralité du calcul d'ISS est réalisée en une seule étape. D'autre part cette méthode permet de rendre compte des non linéarités contrairement à la méthode des sous-structures-Johnson [J.J. Johnson et al, 2003]; Pecker 1984 [A. Pecker, 1984]; Wilson 2002 [E.L. Wilson et al, 2002]. Il faut cependant faire attention à ne pas appliquer les forces sismiques aux masses des fondations [B. Galy, 2013].

On distingue trois niveaux de sophistication dans les méthodes directes [B. Jermic et al, 2009]:

- 1) - *Méthode de la rigidité de la fondation* : des ressorts et amortisseurs non linéaires représentent le comportement du sol dans un logiciel d'éléments finis commercial (très prisé par les ingénieurs en structure pour sa facilité de mise en oeuvre). Pour le calcul des propriétés des ressorts on peut se reporter aux formules de Gazetas 1991, ou idéalement faire un modèle aux éléments finis pour le sol. Des logiciels comme SAP2000 ou ETABS peuvent être utilisés.
- 2) - *Méthodes p-y (pour les fondations profondes)* : courbes expérimentales donnant la résistance latérale du sol par unité de longueur de pile (p) en fonction de la déformation (y), traditionnellement utilisées pour évaluer le chargement latéral de piles. Bien que peu utilisées aujourd'hui dans le cadre de la dynamique, il y a une tentative d'implémentation dans les logiciels d'éléments finis pour populariser cette méthode auprès des ingénieurs (elle est parfois utilisée pour la méthode des sous-structures). Ce type de méthode peut être utilisé dans des logiciels commerciaux comme SAP2000 ou ETABS;
- 3) - *Modèle 3D* : méthode « brutale » permettant d'obtenir à la fois les forces pour la structure et pour le sol, contrairement aux méthodes ci-dessus. Il y a néanmoins un gros effort de modélisation ainsi qu'un temps de calcul très important. Cependant cette technique permet de résoudre tous les problèmes et d'étudier des structures à géométrie complexe. Les logiciels utilisables pour ce type de méthode sont par exemple PLAXIS et ABAQUS.

L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [A. Seghir, 2011]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter, avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis - éléments de frontière et le couplage éléments finis - éléments infinis ainsi que d'autres techniques.

Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en oeuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. On distingue trois variantes telles que rapportées dans les sections suivantes ;

1.5.1A Méthode à déconvolution du mouvement sismique [A. Seghir, 2011]

Cette méthode, esquissée dans les sections précédentes, est reprise ici en détail. La problématique de la résolution du problème d'interaction sol-structure par une méthode globale par déconvolution est constituée des deux étapes telles que schématisées sur la Figure 1.17 [A. Seghir, 2011] ; [A. Pecker, 1984]:

- Le mouvement sismique de dimensionnement, connu et donné à la surface du sol en champ libre permet d'obtenir l'accélération à la base du modèle numérique. Cette base est choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas le mouvement. Cette étape connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique se ramène au problème de résolution de la propagation d'onde dans le sol, en général dans le domaine fréquentiel. Par ailleurs, Rajasankar [J. Rajasankar et al, 2007] proposent une nouvelle méthode de déconvolution dans le domaine temporel.
- Ensuite le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol-structure et la réponse est calculée par résolution du système d'équations d'écrivant le problème entier.

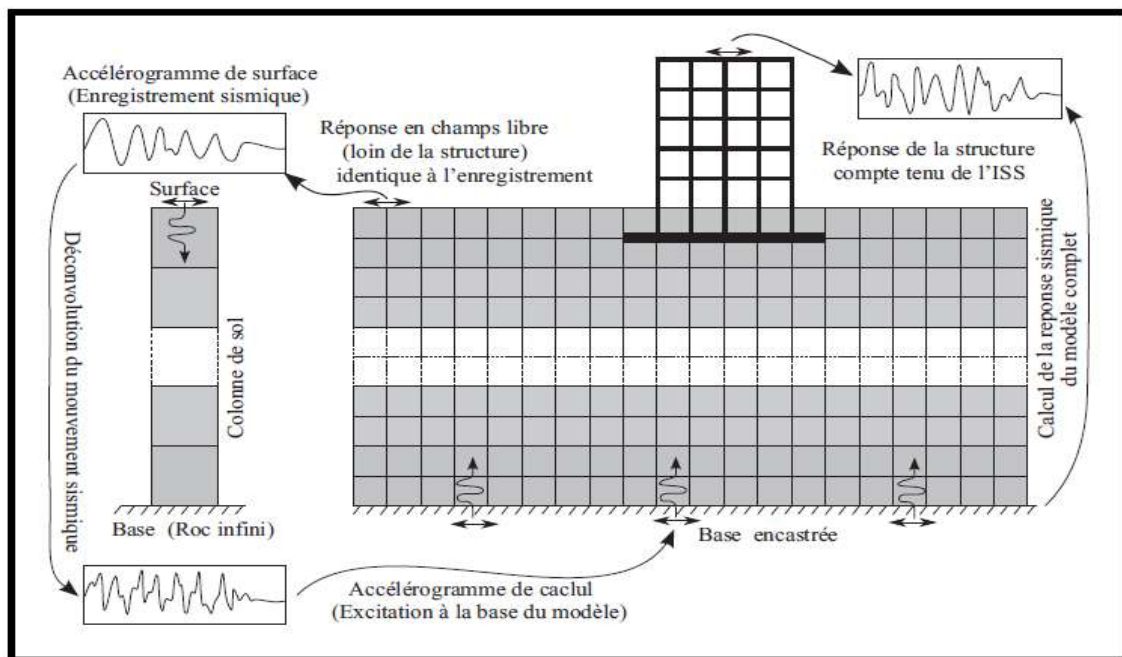


Figure 1.17 Modélisation de l'ISS par le méthode globale [A.Pecker, 1984]

Le système matriciel découlant de la discrétisation du problème complet s'écrit :

$$M.\ddot{U} + C.\dot{U} + KU = F(t) \quad (1.23)$$

Où les matrices M, C et K désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet.

Le vecteur F comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur U contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base mobile. Les dérivées temporelles \dot{U} et \ddot{U} sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques $\ddot{U}_g(t)$ sont connues en profondeur alors le vecteur F est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle, \check{I} est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$F(t) = -M\check{I} \ddot{U}_g(t) \quad (1.24)$$

1.5.1B Méthode de déplacement uniforme ajouté [A. Seghir, 2011]

L'Equation 1.23 est composé de sous matrices qui décrivent les trois parties constituant le problème global à savoir la structure, la fondation et le sol. On utilise l'indice "b" pour désigner la structure ou le bâtiment, l'indice "f" désigner la fondation ou les nœuds communs à la structure et au sol et l'indice "s'" pour le sol.

Par ailleurs, le vecteur des déplacements se décompose en deux parties : un vecteur V qui représente les déplacements du sol sans la structure, c'est le déplacement de champ libre, et un déplacement relatif ou vecteur d'interaction u. Chacun de ces vecteurs comprend trois ensembles de composantes qui correspondent aux trois sous-systèmes du système global.

$$\begin{Bmatrix} U_b \\ U_f \\ U_{s'} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_f \\ u_{s'} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} V_b \\ V_f \\ V_{s'} \end{Bmatrix} \quad (1.25)$$

L'Equation 1.23 peut ainsi être réécrit comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bf} & 0 \\ M_{fb} & M_{ff} & M_{fs} \\ 0 & M_{s'f} & M_{s's'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_{s'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bf} & 0 \\ C_{fb} & C_{ff} & C_{fs} \\ 0 & C_{s'f} & C_{s's'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_f \\ \dot{u}_{s'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bf} & 0 \\ K_{fb} & K_{ff} & K_{fs} \\ 0 & K_{s'f} & K_{s's'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_b \\ U_f \\ U_{s'} \end{Bmatrix} = R' \quad (1.26)$$

Le vecteur R' représente la différence entre les forces sismiques agissant à la base du modèle et les forces dynamiques dues au mouvement de champs libre.

$$R' = F - M\ddot{V} - C\dot{V} - KV \quad (1.27)$$

Sans la présence de la structure, l'équation du mouvement en champ libre qui donne l'équilibre dynamique du sol est :

$$\begin{bmatrix} M_{ff}^{(s')} & M_{fs'} \\ M_{s'f} & M_{s's'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_{s'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ff}^{(s')} & C_{fs'} \\ C_{s'f} & C_{s's'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_f \\ \dot{u}_{s'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff}^{(s')} & K_{fs'} \\ K_{s'f} & K_{s's'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_{s'} \end{Bmatrix} = F \quad (1.28)$$

Où l'exposant (s') désigne la partie des matrices associée aux nœuds communs et dont les composantes viennent uniquement de l'assemblage des éléments du sol. La substitution de cette équation dans l'Équation 1.27 réduit le vecteur R' à :

$$R' = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bf} & 0 \\ M_{fb} & M_{ff}^{(b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{V}_b \\ \ddot{V}_f \\ \ddot{V}_{s'} \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bf} & 0 \\ C_{fb} & C_{ff}^{(b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{V}_b \\ \dot{V}_f \\ \dot{V}_{s'} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bf} & 0 \\ K_{fb} & K_{ff}^{(b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_b \\ V_f \\ V_{s'} \end{Bmatrix} \quad (1.29)$$

Dans ce cas, par l'exposant (b) on désigne les parties des matrices venant des contributions des éléments finis de la structure. On voit bien que dans le vecteur R' n'interviennent que les matrices de la structure, toutes les composantes de ces matrices sont incluses. Ce vecteur est fonction des déplacements en champ libre. Il est la somme, outre les forces liées à l'amortissement, des forces d'inertie et des forces liées à la raideur. Lorsque les premières sont prédominantes (cas de fondation rigide ou de structure très lourde), l'interaction est dite inertielle et à l'inverse, si ce sont les forces de raideur qui sont prédominantes, l'interaction est dite cinématique : c'est le cas par exemple d'un pieu rigide dans un sol mou.

Si le mouvement en champ libre est uniforme, v_f dans les équations précédentes est constant, alors le vecteur v_b correspond à un déplacement de corps rigide de la structure et on a :

$$\begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bf} \\ K_{fb} & K_{ff}^{(b)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_b \\ V_f \end{Bmatrix} \quad (1.30)$$

$$R' = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bf} & 0 \\ M_{fb} & M_{ff}^{(b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{V}_b \\ \ddot{V}_f \\ \ddot{V}_{s'} \end{Bmatrix} \quad (1.31)$$

ce qui réduit le vecteur R', en négligeant la faible contribution des forces d'amortissement, à l'expression suivante :

Cette expression fait intervenir uniquement la masse de la structure. Les valeurs du vecteur R sont nulles sur tous les nœuds du maillage sauf ceux de la structure, d'où l'expression suivante :

Qui permet de répartir les forces sismiques uniquement sur la partie structure à l'aide du vecteur de

$$R' = - [M] \begin{Bmatrix} \ddot{\tilde{I}}_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.32)$$

couplage dynamique \tilde{I}_b .

Cette formulation est adoptée dans le présent travail pour modéliser les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse des barrages poids en béton. La base du barrage étant assez rigide et le sol d'assise étant généralement rocheux ou dur, l'hypothèse d'uniformité du mouvement en champs libre au niveau de la base du modèle est souvent bien justifiée dans les calculs des structures [E. Wilson, 2001].

Dans le cas général, le déplacement n'est pas uniforme il est préférable de réécrire le changement de variable de l'Équation 1.25 sous la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} U_b \\ U_f \\ U_{S'} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_f \\ u_{S'} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ V_f \\ V_{S'} \end{Bmatrix} \quad (1.33)$$

Tel que u_b dans cette équation est un déplacement absolu : il comprend à la fois le déplacement de champs libre et celui dû à l'interaction. La substitution de ce nouveau changement de variable dans l'Équation 1.26 donne l'équation de l'équilibre dynamique du système complet en termes de déplacements absolus.

Le vecteur chargement R' s'obtient par soustraction de la réponse du sol de celle du système, il devient :

$$R' = - \begin{bmatrix} M_{bb} & M_{bf} & 0 \\ M_{fb} & M_{ff}^{(b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ \ddot{V}_C \\ 0 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bf} & 0 \\ K_{fb} & K_{ff}^{(b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ V_C \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.34)$$

Cette expression fait apparaître clairement que les forces à appliquer au modèle sont dues uniquement à la rigidité des éléments de contact coté structure. Ce sont ainsi des forces concentrées au niveau de la base de la structure, ce qui nécessite en général, d'inclure dans la résolution un grand nombre de modes propres ou une intégration directe du système d'équilibre dynamique en entier sans aucune troncature modale à moins d'utiliser une base modale constituée de vecteurs de Ritz dépendants du chargement [E. Wilson, 2001].

1.5.1C Méthode de réduction de domaine [A. Seghir, 2011]

Cette méthode récemment développée spécialement pour l'analyse sismique par Bielak [J. Bielak et al, 2003], Preisig [M. Preisig et al, 2005], Yoshimura [C. Yoshimura et al, 2003] et Zhang [Y. Zhang et al, 2003] est une méthode dynamique qui permet de réduire le domaine du sol à grande dimension à un domaine réduit plus petit, ce qui induit des gains en ressources système. L'idée principale de cette méthode consiste à ramener les forces agissant sur le système sol-structure global

à une surface continue entourant la structure et une petite partie du sol. La méthode est de ce fait une variante de la méthode globale ayant la réduction du domaine sol comme apport Figure 1.18 .

Le domaine complet est divisé en deux parties :

- Une partie proche ou interne désignée par "i" et constituée de la structure et d'une partie du sol avoisinant, de dimensions suffisamment grandes.
- La seconde partie désignée par "e" désigne le reste du domaine. Celui-ci est considéré comme assez éloigné pour être assimilé au milieu extérieur. Il peut alors être tronqué. La frontière fictive entre les deux parties est désignée par un contour noté c.

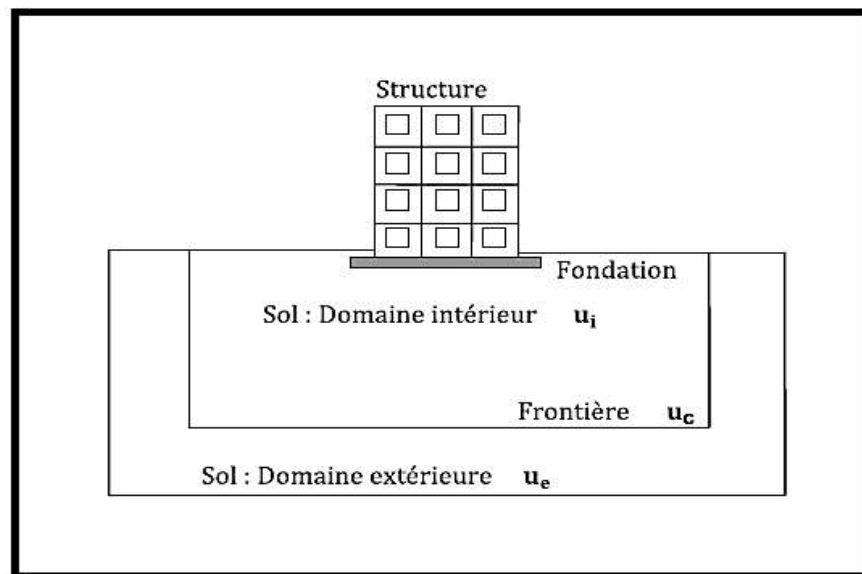


Figure 1.18 Méthode de réduction de domaine – Notations [A. Seghir, 2011]

En omettant les termes d'amortissement afin d'alléger les équations, l'expression de l'équilibre dynamique du système complet peut être réécrit comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ii} & M_{ic} & 0 \\ M_{ci} & M_{cc} & M_{ce} \\ 0 & M_{ec} & M_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ic} & 0 \\ K_{ci} & K_{cc} & K_{ce} \\ 0 & K_{ec} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_b \\ U_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_e \end{Bmatrix} \quad (1.35)$$

L'indice "i" désigne toute la partie interne du problème, celle constituée de la structure et de la partie du sol proche. L'indice "c" fait référence aux nœuds du contour fictif qui constitue la frontière entre la partie proche et la partie éloignée ou extérieure, celle désignée par "e".

Les matrices M_{cc} et K_{cc} tiennent compte des contributions à la masse et à la rigidité des nœuds appartenant à la frontière du domaine extérieur.

Le déplacement total u_e des points appartenant au domaine extérieur est la somme du déplacement relatif v_e et d'un déplacement résiduel w_e , comme dans le cas de la décomposition dans l'Équation 1.25.

$$u_e = v_e + w_e \quad (1.36)$$

Cette décomposition n'est pas une superposition, elle s'applique à tout instant t , et elle reste valable pour les calculs non linéaires.

En substituant l'Équation 1.35 dans l'Équation 1.36, on obtient après réarrangement du second membre :

$$\begin{bmatrix} M_{ii} & M_{ic} & 0 \\ M_{ci} & M_{cc} & M_{ce} \\ 0 & M_{ec} & M_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{W}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ic} & 0 \\ K_{ci} & K_{cc} & K_{ce} \\ 0 & K_{ec} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_c \\ W_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -M_{ce} \ddot{V}_e - K_{ce} V_e \\ P_e - M_{ee} \ddot{V}_e - K_{ee} V_e \end{Bmatrix} \quad (1.37)$$

Par ailleurs l'Équation 1.35 donne le vecteur P_e

$$P_e = M_{ec} \ddot{V}_c + M_{ee} \ddot{V}_e + K_{ec} V_c + K_{ee} V_e \quad (1.38)$$

En substitue la valeur de P_e dans le Système d'Équation 1.37, et en obtient le vecteur des forces fictives P_{eff} due à la partie extérieure du domaine et agissant sur la frontière c :

$$P_{eff} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -M_{ce}^{(e)} \ddot{V}_e - K_{ce}^{(e)} V_e \\ -M_{ec}^{(e)} \ddot{V}_c - K_{ce}^{(e)} V_c \end{Bmatrix} \quad (1.39)$$

Ce changement de variable permet d'appliquer le chargement sismique sous forme d'une force au lieu d'un déplacement imposée à la base du modèle, ce qui donne plus de flexibilité dans l'application des conditions aux limites. En effet, un chargement sous forme de déplacement imposé conduit en général à des conditions aux limites introduisant des réflexions d'onde alors qu'un chargement sous forme de forces imposées permet d'appliquer des frontières absorbantes.

L'Équation 1.39 montre que seules les matrices des éléments appartenant à la limite entre le domaine extérieur et le domaine intérieur sont nécessaires au calcul de la force effective P_{eff} . Ces matrices sont multipliées par le déplacement et l'accélération du champs libre. Par conséquent P_{eff} peut être déterminé à partir du problème auxiliaire de la réponse sismique du dépôt de sol.

1.5.1D Méthode d'analyse de l'ISS par les différences finies [B. Galy, 2013]

La méthode de différences finies est très similaire à la méthode des éléments finis (la principale différence résidant dans la manière de résoudre l'équation différentielle), ce type de méthode présente l'avantage de donner en une fois les efforts dans le sol et dans la structure, et permet surtout de représenter précisément le sol, plutôt que de le réduire à des ressorts non linéaires (dont les propriétés sont par ailleurs difficiles à évaluer).

La méthode consiste à résoudre en une seule étape l'équation dynamique :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q_f\} \quad (1.40)$$

Où U est le vecteur de déplacements relatifs du système sol-structure par rapport à l'assise rocheuse, M la matrice de masse du système, C la matrice d'amortissement du système, K la matrice de rigidité du système, et Q_f le vecteur de charge relatif au champ libre. La méthode des différences finies permet de prendre en compte plus facilement les phénomènes non linéaires comme le comportement inélastique des matériaux, le décollement ou le glissement des fondations.

La précision de la méthode tient à trois éléments : l'espacement des nœuds du modèle (Δh), le pas de temps (Δt) ainsi que la loi constitutive des matériaux.

Il faut qu'il y ait au minimum 10 nœuds par longueur d'ondes λ pour éviter l'amortissement numérique - Équation 1.41.

$$\Delta h \leq \frac{\lambda}{10} = \frac{V_{PO}}{10 \times f_{\max}} \quad (1.41)$$

Avec f_{\max} la fréquence maximale pertinente (typiquement 20 – 25 Hz pour les analyses sismiques dans l'est du Canada), et V_{PO} la vitesse de propagation d'onde la plus faible (en général les ondes de cisaillement).

Pour ce qui est du pas de temps, on se réfère en général à l'Équation 1.42 avec V , la vitesse maximale d'ondes :

$$\Delta t < \frac{\Delta h}{V} \quad (1.42)$$

Il faut également considérer les conditions aux frontières, qui sont un problème essentiel dans l'étude d'ISS. Les frontières permettent de réduire le temps de calcul mais doivent être assez réalistes (laisser passer les ondes qui sortent et ne pas les réfléchir). Les types de conditions aux frontières utilisés sont les suivants [B. Jermic et al, 2009]:

1) frontière fixe ou libre : elles ont tendance à réfléchir les ondes et ne devraient être utilisées que si le modèle est assez grand et que le sol présente un amortissement suffisant pour éviter que les ondes réfléchies ne reviennent à la structure.

2) frontières absorbantes de type Lysmer : cette méthode est simple à mettre en place puisqu'il suffit de connecter des amortisseurs à chaque degré de liberté d'un nœud [B. Jermic et al, 2009] et [F. Miura et al, 1987] - Figure 1.19. L'amortisseur présente les mêmes caractéristiques qu'une barre s'étendant à l'infini : $C=A\rho c$, avec A l'aire de la barre, ρ sa densité, et c la célérité des ondes à amortir. Il faut cependant faire attention à l'angle d'incidence, la frontière ne va présenter de l'amortissement que si celui-ci est inférieur à 90° . Ce type de frontières est applicable aux méthodes non linéaires [F. Miura et al, 1987]. Si on n'ajoute pas de ressorts, il est probable d'observer une légère dérive du modèle dans les basses fréquences [J.E. Luco et al, 2004].

3) modèles plus complexes : méthodes aux éléments frontières (MEF).

Des frontières absorbantes de type Lysmer seront utilisées pour l'étude dynamique.

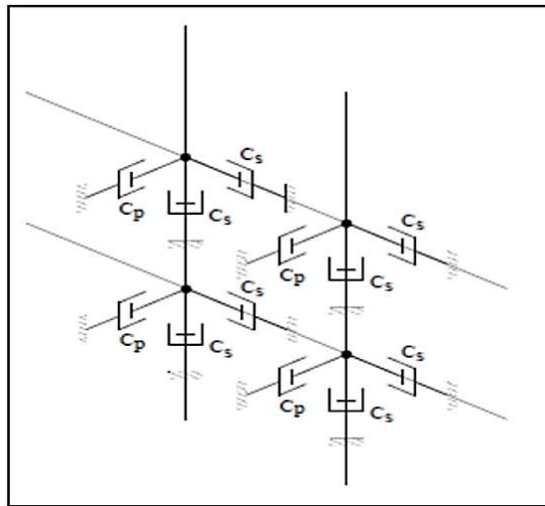


Figure 1.19 Frontière absorbante de type Lysmer Tirée de Jeremic [B. Jermic et al, 2009]

1.5.2 Méthode Indirecte - Méthode de superposition (sous-structures)

La méthode des sous-structures se distingue de la méthode directe car elle est fondée sur le principe de la décomposition du problème en étapes successives dont le traitement est plus simple et ensuite sur la superposition des solutions. Les étapes successives, schématisées sur la Figure 1.20, sont les suivantes :

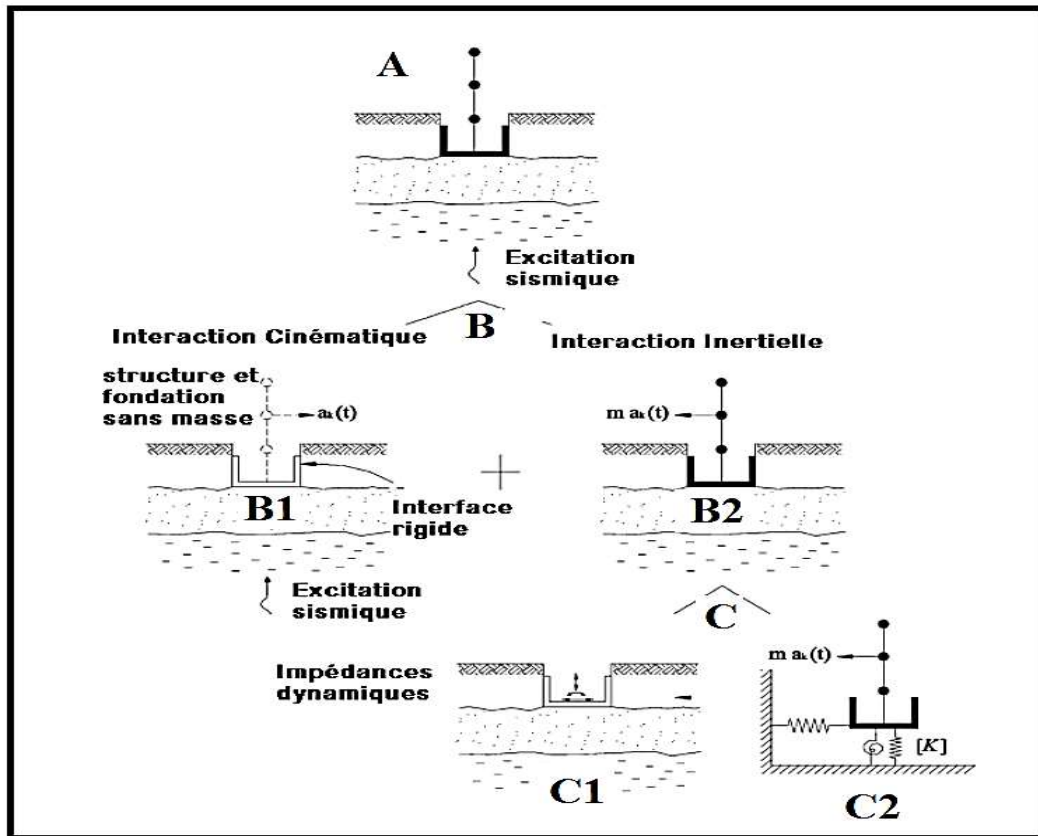


Figure 1.20 : (A) Le problème de l'ISS ; (B) La décomposition du problème de l'ISS en interaction cinématique (B1) et interaction inertielle (B2) ; (C) Décomposition de II en deux étapes : détermination des impédances dynamique de la fondation (C1) et calcul de la structure reliée aux ressorts qui correspondent aux impédances déterminée (C2) [G. Mylonakis et al, 2006]

1) Initialement, on considère la sous-structure comportant le profil géotechnique et la fondation sans masse. On suppose que l'interface sol-fondation est infiniment rigide. On applique un mouvement à la base du profil géotechnique afin de calculer la réponse \ddot{u} du système au niveau de l'interface rigide sol-fondation. La présence de la fondation rigide modifie le mouvement que l'on obtiendrait en champ libre. Cette modification est connue sous le nom d'interaction cinématique Figure 1.20.B1. L'effet de l'interaction cinématique est important surtout dans le cas des fondations profondes massives, comme les caissons [C. Beltrami et al. 2006]. Dans la plupart des cas, l'interaction cinématique conduit à une réponse \ddot{u} qui est plus petite que la réponse en champ libre mais qui contient une composante de rotation [G. Mylonakis et al, 2006].

2) Dans la seconde étape, on calcule la réponse du système global (sol + fondation + structure) lorsqu'il est soumis à l'action du champ \ddot{u} calculé à l'étape précédente. La différence entre le champ obtenu, la réponse du système global et le champ \ddot{u} représente l'interaction inertielle qui provient de l'action des forces d'inertie. Pour les fondations superficielles (avec ou sans encastrement),

l'évaluation de l'interaction inertielle s'effectue en deux étapes supplémentaires qui sont présentées sur la Figure 1.20. Tout d'abord, on évalue les impédances dynamiques de la fondation assemblées dans la matrice d'impédance $[K]$. Cette matrice représente la réponse dynamique (en termes de forces) de la fondation sans masse, posée sur le massif de sol pesant et soumise à une sollicitation de type harmonique d'amplitude unitaire, caractérisée par sa pulsation ω . Ensuite, on évalue la réponse de la structure soumise au champ \ddot{u} déterminé dans l'étape de la Figure 1.20.B1, en considérant qu'elle est reliée à des ressorts correspondants aux impédances dynamiques de la fondation.

Les impédances dynamiques de la fondation sont calculées pour chaque degré de liberté de la fondation (trois translations et trois rotations). [G. Mylonakis et al, 2006] présentent une compilation révisée d'expressions et de méthodes pour l'évaluation des impédances dynamiques de plusieurs configurations de fondations. L'article de Gazetas [G. Gazetas, 1991] et l'ouvrage de Sieffert et Ceveart en 1992 [J. Sieffert et al, 1992] constituent les travaux de référence pour la détermination des impédances dynamiques des [L. Khalil, 2009]. De fait, elle est donc limitée au domaine linéaire (condition d'application du principe de superposition). Les solutions sont calculées pour le sol et pour la structure, puis les conditions de compatibilité à l'interface sont appliquées : il faut vérifier la conformité du déplacement et du vecteur contrainte [A. Pecker, 2008]. L'approche par sous-structures a donné naissance à des méthodes de calcul d'ISS simplifiées et appliquées dans les recommandations du NEHRP [BSSC - ATC, 1997] ; [FEMA, 2009] ou dans certains codes comme ASCE 2010 [ASCE, 2010] ; [B. Galy, 2013].

Il y a trois sous-problèmes, ou trois étapes [J.J. Johnson et al, 2003] et [A. Pecker, 2008] :

- 1) - Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique (équivalent à l'interaction cinématique), on détermine la « Foundation Input Motion » (FIM).
- 2) - Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (interaction inertielle : Souvent plus importante que l'interaction cinématique, augmentation de la période de la structure et de l'amortissement).
- 3) - Calcul de la réponse dynamique de la structure.

L'étape 1 peut être négligée lorsque l'on a une fondation superficielle et que la structure est soumise à une onde qui se propage uniquement de façon verticale (c'est-à-dire que l'interaction cinématique sera considérée comme nulle) [A. Pecker, 2008]. Pour l'étape 2, le calcul peut être évité et il est possible de se référer à des fonctions d'impédances publiées dans la littérature [A. Pecker, 2008], ou alors utiliser l'approximation à une fondation circulaire [J.P. Stewart et al, 1999].

En termes de paramètres de l'ISS, l'interaction cinématique (parfois appelée effet de diffusion des ondes) [G. Mylonakis et al, 1997] est modélisée par les fonctions de diffusion, et l'interaction inertielle est modélisée par les fonctions d'impédance [J.J. Johnson et al, 2003].

L'accélérogramme calculé avec interaction cinématique est en général légèrement plus faible que celui enregistré en champ libre : la non considération de l'interaction cinématique entraîne une conception légèrement conservatrice et peut être envisagée pour la conception de ponts non critiques [M. Mahsuli et al, 2009] et [G. Mylonakis et al, 2006].

Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constituées d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiqué sur la Figure 1.21.

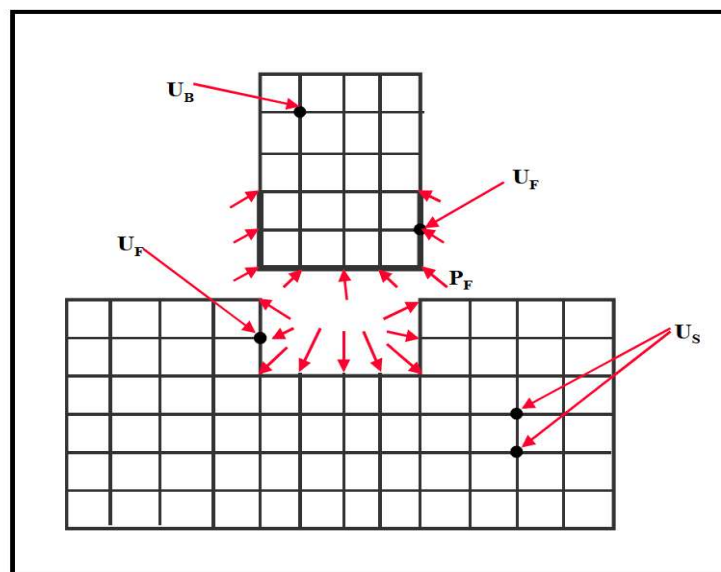


Figure 1.21 Schématisation d'une méthode de sous structure [Chapitre 10, Polycopie]

On écrit les équations d'équilibre de chaque sous système, puis les conditions de compatibilité à l'interface : continuité du déplacement et du vecteur contrainte. Pour des raisons qui apparaîtront naturelles par la suite, le problème est traité ci-dessous dans le domaine fréquentiel ; par ailleurs pour ne pas alourdir la présentation, on omettra les termes d'amortissement dans les équations d'équilibre. Il s'ensuit que les grandeurs, par exemple le déplacement \underline{U} , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier [Chapitre 10, Polycopie] :

$$U = \sum_n \tilde{U}(\omega n) e^{i\omega n t} \text{ et } Q = \sum_n \tilde{Q}(\omega) e^{i\omega n t} \quad (1.43)$$

Dans la suite on notera les transformées de Fourier avec le symbole $\tilde{}$ au-dessus de la variable et on omettra l'indice n. Chaque équation écrite ci-après s'applique donc à toute harmonique de la décomposition de Fourier.

Dans ces conditions les équations des différents sous-systèmes s'écrivent :

- Structure

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \\ \underline{K}_{FB} & \underline{K}_{FF} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \tilde{\underline{p}}_F \end{bmatrix} \quad (1.44)$$

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F \\ \tilde{\underline{u}}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{FS} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F \\ \tilde{\underline{u}}_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\tilde{\underline{p}}_F \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad (1.45)$$

On désigne par l'indice B les déplacements de la structure, l'indice F ceux de l'interface sol-structure et l'indice S ceux du sol. De plus, les équations ont été partitionnées de façon à isoler dans chaque sous-système les équations faisant intervenir les degrés de liberté communs : ces équations sont repérées par les indices FB lorsqu'elles appartiennent au sous-système structure et par les indices FS lorsqu'elles appartiennent au sous-système sol. Enfin on a tenu compte des conditions de compatibilité exprimées ci-dessus.

Considérons maintenant le cas du sous-système sol en l'absence de la structure ; son équation d'équilibre s'écrit de façon analogue à l'Équation 1.45 :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^* \\ \tilde{\underline{u}}_S^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{FS} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^* \\ \tilde{\underline{u}}_S^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad (1.46)$$

Dans le système d'Équation 1.46, $\tilde{\underline{U}}^*$ représente le déplacement d'interaction cinématique.

\underline{U}^i est le déplacement d'interaction défini par :

$$\underline{U}^i = \underline{U} - \underline{U}^* \quad (1.47)$$

Par soustraction de l'Équations 1.45 et l'Équation 1.46, il vient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^i \\ \tilde{\underline{u}}_S^i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{FS} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_F^i \\ \tilde{\underline{u}}_S^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\tilde{\underline{p}}_F \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad (1.48)$$

Le système d'Équations 1.48 peut être utilisé pour éliminer tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol-structure. Ce processus appelé condensation permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds :

$$\tilde{\underline{S}}_F(\omega) \tilde{\underline{u}}_F^i(\omega) = -\tilde{\underline{p}}_F(\omega) \quad (1.49)$$

Dans l'Équation 1.49, la matrice $\check{\underline{S}}_F$ s'appelle la matrice d'impédance de la fondation. On notera que les quantités intervenant dans l'Équation 1.49, et en particulier $\check{\underline{S}}_F$, dépendent de la fréquence.

A ce stade, la réaction du sol $\underline{P}_F^{\sim}(\omega)$ est inconnue; on élimine cette grandeur en reportant l'Équation 1.49 dans l'Équation 1.44 et en tenant compte de l'Équation 1.47; l'équation d'équilibre de la structure devient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \\ \underline{K}_{FB} & \underline{K}_{FF} + \check{\underline{S}}_F \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \check{\underline{S}}_F \times \underline{u}_F^* \end{bmatrix} \quad (1.50)$$

Si la fondation est rigide le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple son centre :

$$\check{\underline{U}}_F = \underline{T} \check{\underline{U}}_0 \quad (1.51)$$

où \underline{T} est la matrice de transformation et $\check{\underline{U}}_0$ le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation. De même, les forces nodales \underline{P}_F^{\sim} sont reliées aux forces et moments \underline{P}_0^{\sim} appliqués à la fondation en son centre:

$$\underline{P}_0^{\sim} = \underline{T}^T \underline{P}_F^{\sim} \quad (1.52)$$

Avec ces définitions l'Équation 1.50 prend la forme :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \\ \underline{T}^T \underline{K}_{FB} & \underline{T}^T (\underline{K}_{FF} + \check{\underline{S}}_F) \underline{T} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \tilde{\underline{u}}_B \\ \tilde{\underline{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{T}^T \times \check{\underline{S}}_F \times \underline{u}_F^* \end{bmatrix} \quad (1.53)$$

La matrice $\underline{K}^* = \underline{T}^T \check{\underline{S}}_F \underline{T}$ représente la matrice d'impédance de la fondation rigide. Notant que $\underline{T}^T \check{\underline{S}}_F \check{\underline{U}}_F^* = \underline{K}^* \underline{T}^T \check{\underline{U}}_F^*$, l'équation précédente, représente le mouvement d'une structure reliée à un support par la matrice d'impédance \underline{K}^* et soumise à un mouvement de ce support défini par $\underline{T}^T \check{\underline{U}}_F^*$, qui rappelons représente le mouvement d'interaction cinématique.

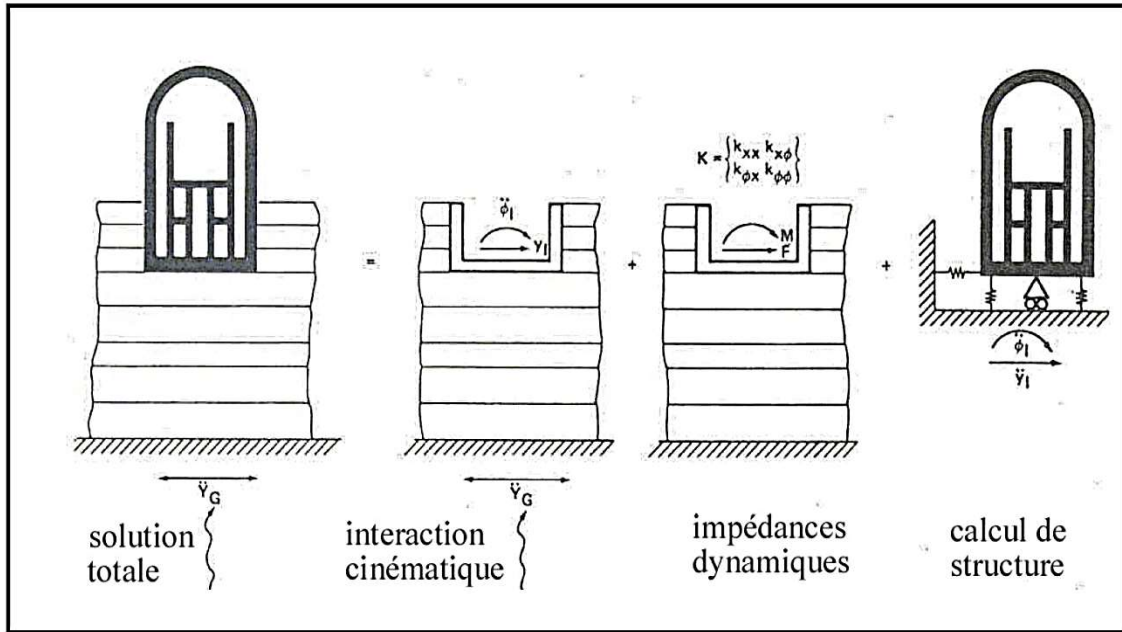


Figure 1.22 Théorème de superposition [Chapitre 10, Polycopie]

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous-problèmes :

- détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique; cette étape représente la solution de l'Équation 1.46.
- détermination de la matrice d'impédance de la fondation - Équation 1.48.
- calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique -Équation 1.53.

Dans la mesure où la fondation est parfaitement rigide, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape Équation 1.23. Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel et est illustrée sur la Figure 1.22. Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul.

Le problème de diffraction (étape a) existe toujours sauf pour une structure fondée en surface et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume. Dans ce cas, la résolution de l'étape a) est identique à celle de la réponse d'un profil de sol en champ libre puisque l'interaction cinématique est nulle. La solution à la deuxième étape peut être évitée, pour certaines configurations, en utilisant les résultats de fonctions d'impédances publiés dans la littérature. La troisième étape est, en tout état de cause, indispensable ; elle est cependant plus simple et plus familière aux ingénieurs car elle procède à l'analyse dynamique classique des structures.

1.5.2a Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40

L'ATC [ATC, 1996] et l'ASCE - FEMA 356 [ASCE, 2000] proposent une méthode simplifiée pour tenir compte de l'ISS : la rigidité de l'interface sol – structure et les non-linéarités associées au soulèvement des fondations sont représentées à l'aide d'une modélisation de type Winkler. La méthode est illustrée à la Figure 1.23 [L.B. Antoine, 2009].

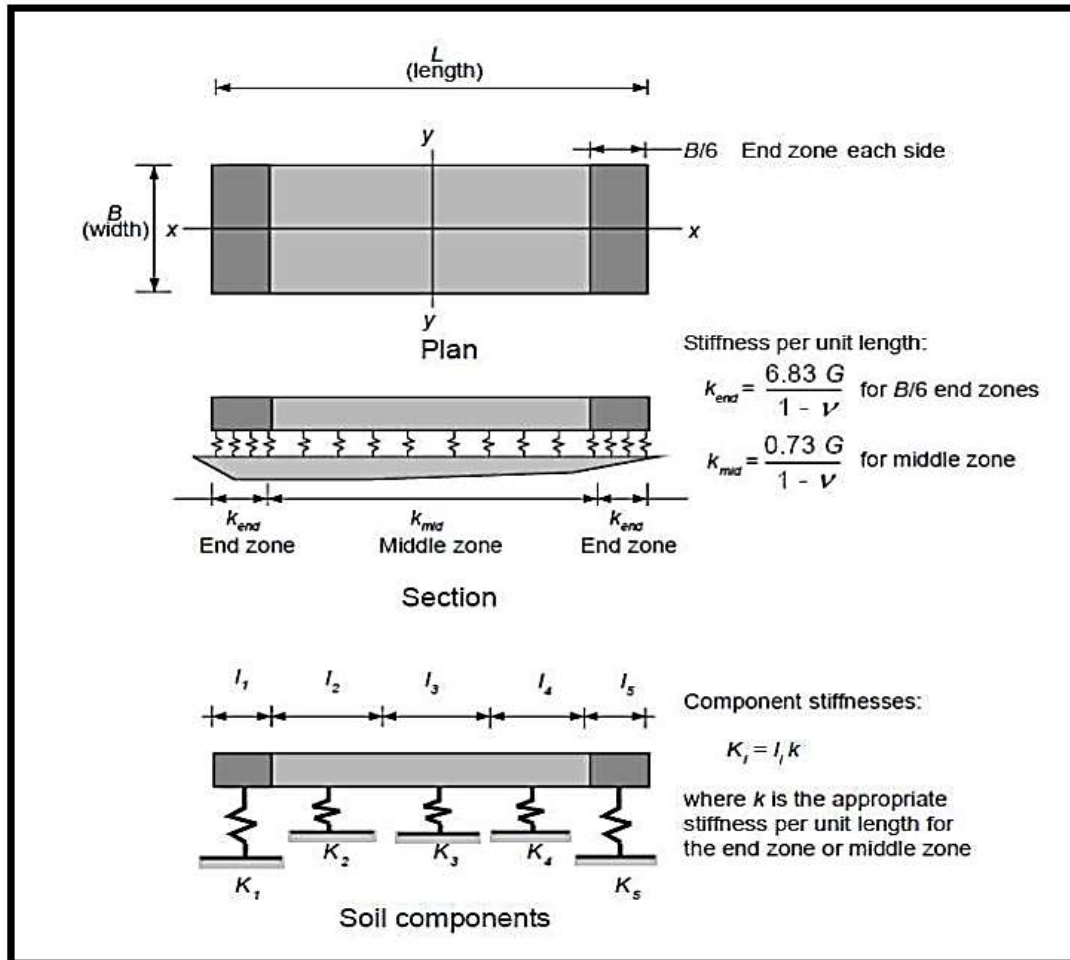


Figure 1.23 Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure [L.B. Antoine, 2009]

Soit k_z et $k_{\theta y}$ - Équation 1.54 et l'Équation 1.55 - les rigidités surfaciques associées aux rigidités verticale (K_z) et rotationnelle ($K_{\theta y}$), calculées à l'aide des formules proposées par Gazetas (1991). et résumées dans le Tableau 1.16

$$k_z = \frac{K_z}{BL} \quad (1.54)$$

$$k_{\theta y} = \frac{K_{\theta y}}{I_y} \quad (1.55)$$

Si la différence entre k_z et $k_{\theta y}$ est faible, les deux normes conseillent d'utiliser la rigidité surfacique la plus grande. Dans le cas contraire (rigidités surfaciques k_z et $k_{\theta y}$ fortement couplées), elles proposent d'avoir recours à une distribution non uniforme de la rigidité verticale des ressorts. La fondation se retrouve alors divisée en deux régions : une zone à chaque extrémité de la fondation pour modéliser l'effet de la rigidité rotationnelle et une zone centrale à laquelle est associée la rigidité verticale. Pour le calcul de la rigidité surfacique de la zone centrale K_{mid} , la fondation est supposée comme étant infiniment longue (le rapport L/B tend vers l'infini). Cette condition, introduite dans l'Équation 1.54, permet d'obtenir l'expression de k_{mid} Équation 1.56.

$$K_{mid} = \frac{0.73G_{max}}{(1-\nu)B} \quad (1.56)$$

Où ν est le coefficient de Poisson du sol et G_{max} est son module de cisaillement dynamique. Pour ce qui est de la rigidité surfacique des zones d'extrémités (K_{end}), les deux normes supposent que leur longueur vaut $B/6$. Cette condition, introduite dans l'Équation 1.54, permet d'obtenir l'expression de k_{end} Équation 1.57.

$$K_{end} = \frac{6.83G_{max}}{(1-\nu)B} \quad (1.57)$$

Finalement, cette variation de la rigidité le long de la fondation procure implicitement au système une rigidité rotationnelle. En plus de cette variation de la rigidité verticale, le long de la fondation, les deux normes conseillent de rapprocher les ressorts dans les zones d'extrémité dans le cas où les systèmes étudiés sont fortement dominés par le basculement des fondations [L.B. Antoine, 2009].

Tableau 1.16 Équations proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides [L.B. Antoine, 2009]

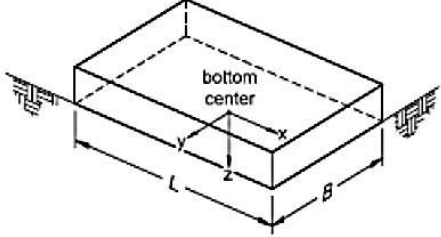
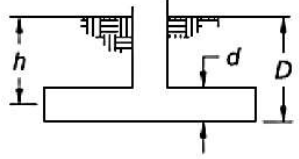
Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$= \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L \geq B$</p>
Translation along y-axis	$= \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$= \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$= \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$= \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$= GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

Tableau 1.17 Facteur de correction pour la hauteur d'ancrage [L.B. Antoine, 2009]

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

1.5.3 Méthode hybrides et le concept du macroélément

Les méthodes hybrides forment la troisième grande famille de méthodes pour le traitement de l'ISS. Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes de sous-structures. L'idée principale consiste à séparer le sol en deux domaines distincts : le premier est un champ proche de la structure, où se développent les non – linéarités et irréversibilités, pertinentes pour le problème de l'ISS. Le deuxième est le champ lointain où le comportement du sol n'est pas affecté par l'interaction avec la fondation. Ainsi, le champ lointain peut être traité par les techniques adaptées pour les problèmes linéaires (exp. Impédances dynamiques), alors que le champ proche est incorporé dans le

modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe. Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain [L. Khalil, 2009].

METHODES ET REGLEMENTATIONS
RELATIVES AU CALCUL DE LA
PERIODE FONDAMENTALE DES
STRUCTURES

2.1 Généralité

La période fondamentale est un paramètre essentiel pour la détermination de la réponse de structures à un chargement sismique. Ce paramètre est généralement calculé en utilisant des formules empiriques fournies par les règlements sismiques et développées à partir des données statistiques. Ces formules négligent généralement la flexibilité du sol qui peut avoir une influence significative sur la période fondamentale de la structure, et conduire par conséquent à un mauvais dimensionnement de celle-ci. Une étude réalisée par Ghrib et Mamedov [F. Ghrib et al, 2004] sur des bâtiments contreventés par des voiles en béton a montré l'insuffisance des formules employées par les règlements comme l'UBC [UBC, 1997] et le code de bâtiment national du Canada NBCC [NBCC, 1995].

2.2. Méthodes sans interaction sol structure

Le Tableau 2.2 donne une synthèse des formules utilisées pour le calcul de ce paramètre. Ces formules négligent généralement l'interaction sol-structure. Or, cette interaction peut avoir une influence significative sur la période fondamentale de la structure et conduire ainsi à un mauvais dimensionnement de la structure. Des observations post-sismiques montrent que l'interaction sol-structure peut être nuisible - Gazetas et Mylonakis - [G. Gazetas et al, 2000]. Des simulations numériques effectuées par Boris et Jeremic [J. Boris et al, 2004] ont montré que l'interaction sol-structure peut avoir des effets avantageux ou nuisibles sur le comportement des structures, selon des caractéristiques du sol et de celles du chargement sismique [L. KHALIL, 2009].

Goel et Chopra [R.K. Goel et al, 1998] ont montré que les formules empiriques proposées par UBC (Uniform Building Code) [UBC, 1997] sont insuffisantes pour déterminer la période de structures contreventées par des murs en béton. Des séries de tests de micro-vibrations effectués sur 20 bâtiments fondés sur différents types de sol, ont montré l'insuffisance des formules proposées par l'UBC [UBC, 1997] et le NBCC [NBCC, 1995] - Ghrib et Mamedov - [F. Ghrib et al, 2004]. En effet, Dans certains cas de structures, l'écart entre les formules et les mesures atteint 60%.

2.2.1 Méthode de Merritt et Housner 1960 [A.A. Beles et al, 1960]

Elle considère que la distribution de la masse et de la rigidité est répartie uniformément sur toute la hauteur de la structure, tandis que les poutres doivent être parfaitement rigide. La période propre de vibration est donnée par l'expression suivante :

$$T = \frac{\pi}{\sin \frac{\pi}{4n+2}} \sqrt{\frac{m_k}{R_k}} \quad (2.1)$$

m_k : Masse concentrée dans chaque niveau et sur tous les étages.

R_k : Rigidité relative de chaque niveau, elle est exprimée par:

$$R_{Kj} = \sum_{S=1}^m A_{Kj}^{(S)} R_{Kj}^{(S)}(\infty) \quad (2.2)$$

Dont $A_{kj}^{(s)}=1$ et n représente le nombre des niveaux.

2.2.2 Méthode de Salvadori 1961

Cette méthode admet que les poutres sont parfaitement rigides et la déformation sera produite uniquement dans les poteaux. Pour le calcul de la période propre de vibration pour n'importe quelle mode i , Salvadori propose l'expression approximative suivante [A.A. Beles et al, 1961]:

$$T_i = \frac{4}{2i-1} \sqrt{\frac{n \sum_{k=1}^n m_k}{\frac{1}{H} \sum_{k=1}^n R_k h_k}} \quad (2.3)$$

m_k : Masse afférent de niveau k

h_k : Hauteur d'étage k

H : Hauteur totale de la structure

n : Nombre des niveaux

R_k : Rigidité relative entre le niveau k et j avec $R_K=R_{Kj}$, dont:

$$R_{Kj} = \sum_{S=1}^m A_{Kj}^{(S)} R_{Kj}^{(S)} \quad (2.4)$$

$A_{kj}^{(s)}=1$ puisque les poutres de la structure sont infiniment rigides.

L'application de l'Équation 2.1 et de l'Équation 2.3 peut conduire à un résultat partiellement satisfaisant dans le cas d'une structure semi-rigide.

2.2.3 Méthode D'Housner et Brady 1963 [A.S. Shon, 2015]

Ceci est l'une des premières études effectuées pour la détermination de la valeur des périodes propre de vibration.

D'après Housner, il a constaté que les équations empiriques simples ne fournissent pas de bonnes estimations dans le cas des bâtiments contreventés par des voiles, et au même temps, il a recommandé que la période doit être calculé en utilisant la méthode de Rayleigh ou estimée par référence à une période mesurée d'un bâtiment similaire.

Une formulation empirique pour l'estimation de la période propre de vibration a été proposée par Housner pour :

- Les structures en charpente métallique : $T=1.08\sqrt{n} - 0.86$ (2.5)
- Les structures contreventées par voiles :

$$T = \alpha H^\beta \quad (2.6)$$

Avec :

H : Hauteur du bâtiment ;

α et β : Coefficients dépendant des propriétés propre au bâtiment, tel que : $0.5 \leq \beta \leq 1$

2.2.4 Méthode D'Holzer 1969

L'application de cette méthode permet d'évaluer simultanément les valeurs et les modes propres correspondant à tous les module de vibration. Il est évident que l'exactitude des résultats dépend du degré d'approximation admise initialement. Les opérations de calcul peuvent être effectuées automatiquement à cause des conditions simples relatives à la simulation de la configuration géométrique pour les formes propres de vibration.

Le développement de la méthode dans le cas d'une translation concernant les structures étagées, est élucidé dans les articles [M. Ifrim, 1969].

En concordance avec la [Figure 2.1](#), la relation pour le vecteur propre i est donné par :

$$\Phi_{j,i} = \Phi_{k,i} - \frac{\varphi_i}{\eta_{Kj}} \sum_{r=k}^n \alpha_r \Phi_{r,i} \quad (2.7)$$

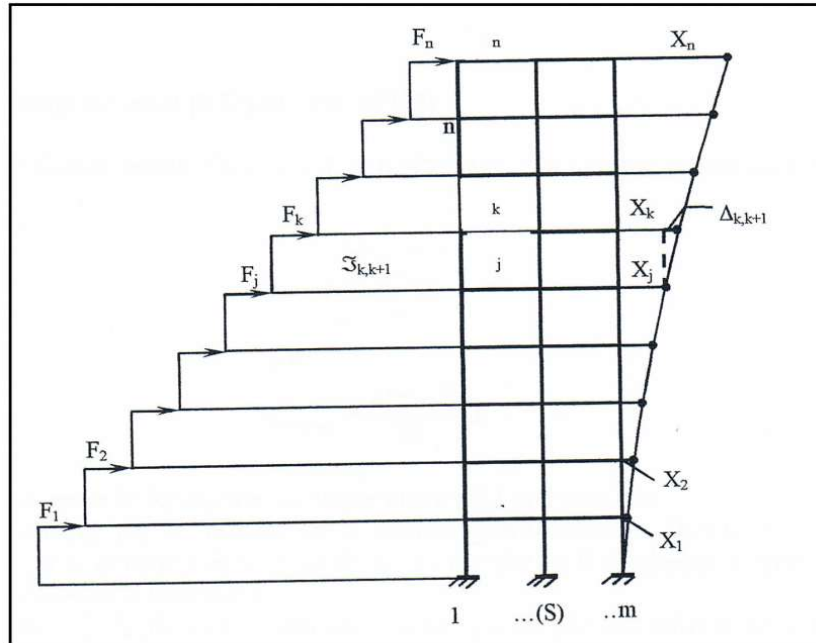


Figure 2.1 Méthode de Holzer pour une structure étagée

Dans un procédé d'itération, on obtient pour n'importe quel mode i de vibration la forme propre $\{\Phi\}_i$. On peut calculer la période propre de vibration d'ordre i par l'intermédiaire de la fréquence et de l'Équation 2.7:

$$T_i = \psi_i \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} \quad (2.8)$$

ou

$$\psi_i = \frac{2\pi}{\sqrt{\varphi_i}} \quad (2.9)$$

Le coefficient de rigidité relative totale de niveaux η_{kj} , est déterminé par les relations :

$$R_{Kj}^{(S)} = \frac{\rho_{jK}^{(S)}}{\lambda_{jK}^2} A_{Kj}^{(S)} R_0 = \eta_{Kj}^{(S)} R_0 \quad (2.10) \quad \text{avec : } R_0 = \frac{12EI_0}{L_0^3} \text{ et } R_{Kj} = \sum_{S=1}^m R_{Kj}^{(S)} \quad (2.11)$$

$\rho_{jK}^{(S)}$ représente la rigidité conventionnelle des poteaux considérés, elle est donnée par :

$$R_{Kj} = \sum_{S=1}^m \eta_{Kj}^{(S)} R_0 = \eta_{Kj} R_0 \text{ et } \eta_{Kj} = \sum_{S=1}^m \eta_{Kj}^{(S)} = \frac{1}{\lambda_{jK}^2} \sum_{S=1}^m \rho_{jK}^{(S)} A_{Kj}^{(S)} \quad (2.12)$$

$$\rho_{jK}^{(S)} = \frac{k_{jK}^{(S)}}{\lambda_{jK}} \quad (2.13)$$

2.2.5 Méthode d' Husid 1969 [R. Husid, 1969]

La période fondamentale d'une structure multi étagée à n niveaux est calculée par la relation suivante :

$$T_1 = 4 \sqrt{\frac{2x_{ST,\max}}{g}} \quad (2.14)$$

avec :

$$x_{ST,\max} = \frac{n(n+1)}{2R} Q \quad (2.15)$$

$x_{ST,\max}$: Déplacement statique maximal d'une structure .

Ce déplacement est le produit de la charge gravitationnelle $Q_1=Q_2 = \dots=Q_K = \dots=Q_n= Q$ appliquée sur la direction du DDL et de la rigidité relative R de chaque niveau (constante sur toute la hauteur de la structure).

L'application de l'Équation 2.14 est limitée, puisqu'elle est valable seulement pour les structures particulières où la distribution de la masse et de la rigidité relative est uniformément répartie sur toute la hauteur de la structure.

2.2.6 Méthode d'Ifrim 1969 [M. Ifrim, 1969]

Pour une structure multi étagée, et par l'utilisation d'un critère énergétique d'une part et par la délimitation de la période d'une autre part, on peut écrire :

$$T_i = \psi_i \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} \quad (2.16)$$

où :

$$\psi_i = \frac{2\pi}{v_n} \left[\sum_{k=1}^n \alpha_k \times da_k^* \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.17)$$

ψ_i : Coefficient adimensionnel qui dépend de la caractéristique élastique de la structure et du nombre de DDL.

L'expression de coefficient ψ_i comprend les notions suivantes :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{m_1}{m_0}, \quad \dots \quad \alpha_k = \frac{m_k}{m_0}, \quad \dots \quad \alpha_n = \frac{m_n}{m_0} \\ R_1 &= \eta_1 R_0, \quad \dots \quad R_k = \eta_k R_0, \quad \dots \quad R_n = \eta_n R_0 \\ dr_1 &= \frac{1}{\eta_1}, \quad \dots \quad dr_k = \frac{1}{\eta_k}, \quad \dots \quad dr_n = \frac{1}{\eta_n} \\ da_k^* &= \sum_{i=1}^k u_i = dr_1 + dr_2 + \dots + dr_k \end{aligned} \quad (2.18)$$

$R_1, \dots, R_k, \dots, R_n$: Rigidités relatives de chaque niveau qui sont exprimées par la relation suivante :

Avec : $R_{kj} = R_k$

$$R_{KJ} = \sum_{S=1}^m R_{KJ}^{(S)} \quad (2.19)$$

$m_1, \dots, m_k, \dots, m_n$: Masses appliquées à chaque niveau avec $m_1=Q_1/g, \dots, m_k=Q_k/g, \dots, m_n=Q_n/g$

m_0, R_0 : Valeurs arbitraire de référence (initiale) de la masse et de la rigidité relatif.

$\alpha_1, \dots, \alpha_k, \dots, \alpha_n$: Coefficient de masse.

$\eta_1, \dots, \eta_k, \dots, \eta_n$: Coefficients de la rigidité relative pour chaque niveau, ils sont obtenus à partir de la relation suivante :

$$\eta_{Kj} = \sum_{S=1}^m \eta_{Kj}^{(S)} = \frac{1}{\lambda_{jK}^2} \sum_{S=1}^m \rho_{jK}^{(S)} A_{Kj}^{(S)} \quad (2.20)$$

$dr_1, \dots, dr_k, \dots, dr_n$: Coefficients des déplacements relatives pour chaque niveau.

$da_1^*, \dots, da_k^*, \dots, da_n^*$: Coefficient des déplacements absolus pour chaque niveau.

n : Nombre de niveau de la structure.

v_n : Coefficient de correction de la période fondamentale qui dépend du nombre de niveau.

Pour une structure de 3 niveaux $n \geq 3$, le coefficient de correction prend une valeur de $v_n=1.15$, et le coefficient ψ_1 possède l'expression suivante :

$$\psi_1 = 5.45 \left[\sum_{k=1}^n \alpha_k \times da_k^* \right]^{\frac{1}{2}} \quad n \geq 3 \quad (2.21)$$

Il est évident pour les structures inférieures à 2 niveaux $n \leq 2$, la période propre de vibration peut être obtenue simplement par la résolution de l'équation caractéristique, puisqu'elle ne présente pas une difficulté de calcul.

L'expression de la période propre de vibration pour une structure multi étagée est donnée par:

$$T_1 = 5.45 \left[\sum_{k=1}^n \alpha_k \times da_k^* \right]^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} \quad n \geq 3 \quad (2.22)$$

L'application de cette formule, qui suppose la distribution de la rigidité relative à tous les niveaux connue, donne des résultats fiables ne dépasse pas le 5% du calcul exact.

Dans le cas où la distribution des charges est uniforme, c'est à dire une distribution monotone de la masse m_0 et de la rigidité relative de niveau R_0 , le coefficient ψ_1 devient :

$$\psi_1 = 5.45 \left[\frac{n(n+1)}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (n \geq 3) \quad (2.23)$$

Pour des modes d'ordre i de la période T_i , Ifrim a proposé la formule suivante :

$$T_i \cong \frac{T_1}{1.3i} \quad (i = 2, 3, \dots, n) \quad (2.24)$$

Cette formule d'approximation est suffisante pour la correction de la période T_1 ce qui constitue la valeur initiale dans la méthode de Holzer. Cette dernière est plus exacte pour le calcul des périodes d'ordre supérieures $i \geq 2$.

$$\varphi_i \cong 1.7i^2 \varphi_1 \quad (i \geq 2) \quad (2.25)$$

puisque

$$\psi_i = \frac{2\pi}{\sqrt{\varphi_i}}$$

2.2.7 Méthode Directe De Rayleigh 1969 [M. Ifim, 1969]

L'Équation 2.26 peut particulièrement s'utiliser pour la détermination de la pulsation propre de vibration :

$$\omega_1^2 = \frac{\{x\}_1^T [R] \{x\}_1}{\{x\}_1^T [M] \{x\}_1} \quad (2.26)$$

Si on admet que la déformation dynamique fondamentale est celle de la configuration de variation de déplacement statique produite sous l'action de la force gravitationnelle appliquée directement sur les DDL de système Figure 2.2a, on obtiendra :

$$\omega_1^2 = \frac{\{x\}_{ST}^T [R] \{x\}_{ST}}{\{x\}_{ST}^T [\bar{M}] \{x\}_{ST}} = \frac{\{x\}_{ST}^T \{Q\}}{\{x\}_{ST}^T [\bar{M}] \{x\}_{ST}} \quad (2.27)$$

puisque

$$\{Q\} = [R] \{x\}_{ST}$$

$\{Q\}$ représente le vecteur de la charge gravitationnelle afférent pour chaque niveau $k=1,2,\dots,n$. Si on exprime le vecteur de déplacement statique par un vecteur adimensionnelle $\{\Phi\}_1$, le pivot dans l'ordonnée $\{\Phi\}_{n,1}=1$ conforme à la Figure 2.2b.

L'Équation 2.27 s'écrira :

$$\omega_1^2 = \frac{g}{x_{ST,max}} \frac{\{\Phi\}_1^T \{Q\}}{\{\Phi\}_1^T [\bar{Q}] \{\Phi\}_1} = \frac{g}{x_{ST,max}} A_{n,1} \quad (2.28)$$

Avec :

$$A_{n,1} = \frac{\{Q\}^T \{\Phi\}_1}{\{\Phi\}_1^T [\bar{Q}] \{\Phi\}_1} \Phi_{n,1} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k \Phi_{k,1}}{\sum_{k=1}^n Q_k \Phi_{k,1}^2} \quad (2.29)$$

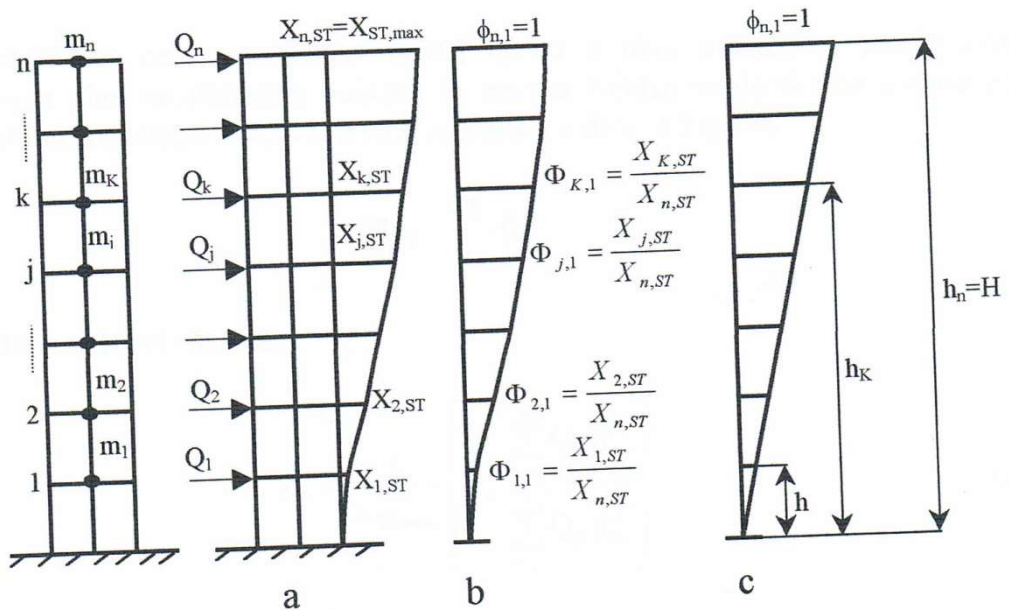


Figure 2.2 Méthode directe de Rayleigh

D'après IFRIM dans le cas d'une structure multi étagée, le facteur de forme représenté par l'Équation 2.29 a une valeur moyenne de $A_{n,1}=1.41$ et la période propre de vibration est exprimée par :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \cong 5.293 \sqrt{\frac{x_{ST,max}}{g}} \quad (2.30)$$

Avec :

$$\omega_1^2 \cong 1.41 \frac{g}{x_{ST,max}} \quad \Rightarrow \quad \omega_1 \cong 1.187 \sqrt{\frac{g}{x_{ST,max}}} \quad (2.31)$$

Lorsqu'on exprime le déplacement statique maximal en centimètre et $g=9.81 \text{ cm/s}^2$, on obtient une relation simple :

$$T_1 \cong 0.17 \sqrt{x_{ST,max}} \quad (2.32)$$

Cette dernière est similaire à celle d'un système à 1 DDL.

Si on admet certaines configurations particulières pour la variation vectorielle propre pour plus de simplification sur l'Équation 2.32 et si on considère le vecteur $\{\Phi\}_1 = \{1\}$ qui correspond à une forme propre incompatible avec cette liaison, toutes les ordonnées $\Phi_{k,1}$ deviennes constante $k=1,2,\dots,n$, la pulsation propre de vibration deviendra :

$$\omega_1 \cong \sqrt{\frac{g}{x_{ST,max}}} \quad (2.33)$$

d'où :

$$T_1 = 0.2 \sqrt{x_{ST,max}} \quad (2.34)$$

L'Équation 2.33 est celle de Geiger mais avec une approximation plus satisfaisante, d'après [IFRIM, 1969], le vecteur fondamental $\{\Phi\}_1$ est estimé par une variation linéaire et représentée dans la Figure 2.2c.

$$\{\Phi\}_1 = \frac{1}{h_n} \{h\} \quad (2.35)$$

Donc l'Équation 2.28 devienne :

Dans le cas où les hauteurs des étages sont égales $h_K=k_h$, la pulsation fondamentale devient :

$$\omega_1^2 = \frac{g}{x_{ST,\max}} \left[h_n \frac{\sum_{k=1}^n Q_K h_K}{\sum_{k=1}^n Q_K h_K^2} \right] \quad (2.36)$$

$$\{\Phi\}_1 = \frac{1}{n} \{k\} \quad \omega_1^2 = \frac{g}{x_{ST,\max}} \frac{n \sum_{k=1}^n k Q_K}{\sum_{k=1}^n k^2 Q_K} \quad (2.37)$$

Dans le cas particulier où la charge gravitationnelle appliquée à tous les étages est identique $Q_1=Q_2=\dots=Q_K=\dots=Q_n$, l'expression de la pulsation fondamentale – l'Équation 2.37 devient:

$$\omega_1^2 = \frac{g}{x_{ST,\max}} \frac{n \sum_{k=1}^n k}{\sum_{k=1}^n k^2} = \frac{g}{x_{ST,\max}} \frac{3n}{2n+1} \quad (2.38)$$

D'où :

Donc la période propre de vibration s'écrit :

Avec :

$$T_1 = \xi_n \sqrt{x_{ST,\max}} \quad (2.40)$$

$$\xi_n = \frac{2\pi}{\sqrt{g A_{n,1}}} \quad (2.41)$$

A partir de l'Équation 2.39, on obtient des valeurs numériques pour le coefficient ξ_n en fonction du nombre d'étage de la structure :

Pour : $n = 1, \xi_n = 0.20$

$n = 2, \xi_n = 0.18$

$n=3$ et $4, \xi_n = 0.175$

$5 \leq n \leq 11, \xi_n = 0.17$

$$n \geq 12, \xi_n = 0.165$$

Il faut mentionner que les particularités présentées ci-dessus, spécifiques aux portiques étagés ont été exposées dans un contexte plus large dans les articles [M. Ifrim, 1969] et [A.A. Beles et al, 1975]. Le déplacement statique maximal est donné par :

$$x_{n,ST} = x_{ST,max} = \{\delta\}_n^T \times \{Q\} \quad (2.42)$$

Où par l'intermédiaire de la rigidité relative de niveau :

$$x_{n,ST} = x_{ST,max} = \sum_1^n \Delta_{Kj} = \sum_1^n \frac{\mathfrak{F}_{jK}}{R_{Kj}} \quad (2.43)$$

2.2.8 Méthode De Suko et Adams 1975 [M. Suko et al, 1975]

Cette méthode est utilisée pour les structures multi étagées à n niveaux en béton armé avec des poutres droites Figure 2.1, n représente les niveau k=1,2,...n et m les poteaux s=1,2,...m

On déduit la période propre de vibration empiriquement et analytiquement sous la forme suivante :

$$T_1 = T_0 h \sqrt{\frac{\beta}{\alpha}} \times \frac{n}{10} \quad (2.44)$$

$$h = \frac{H}{nh_0} \quad \alpha = \frac{R(stil\ pi)}{R_0} \quad \beta = \frac{Q_{s,mediu}}{Q_0} \frac{m-0.6}{m-1} \quad (2.45)$$

Les notations qui interviennent dans l'Équation 2.44 sont définies par :

$$\gamma = \frac{R_{Poutre}}{R_{Poteau}} = \frac{m}{m-1} \frac{\sum_P(Poutre)}{\sum_P(Potau)} \quad (2.46)$$

T_0 est déterminé graphiquement à partir de la Figure 2.3 en fonction du facteur γ :

$$R_{Poutre} = \frac{1}{n(m-1)} \frac{EI_0}{L_0} \sum_P(Poutre) \quad (2.47)$$

$$R_{Poteau} = \frac{1}{nm} \frac{EI_0}{L_0} \sum_P(Poteau) \quad (2.48)$$

Avec :

R_{Poutre} : Rigidité médiane de toutes les poutres.

R_{Poteau} : Rigidité médiane de tous les poteaux.

$Q_{s,\text{médian}}$: Charge moyenne appliquée sur les poteaux de tous les niveaux.

H : Hauteur totale de la structure.

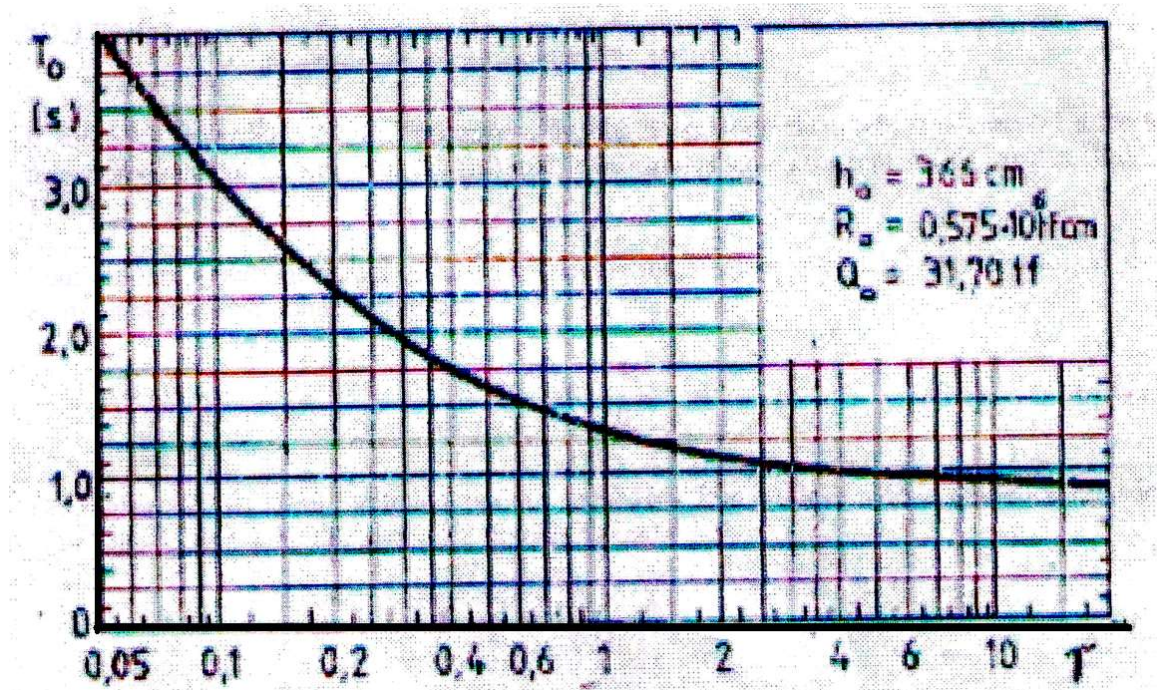
Dans cette notation, les valeurs dimensionnelles standard de référence sont :

$$H_0 = 366\text{cm} ; R_0 = 0.575 \cdot 10^6 \text{ t/cm} \text{ et } Q_0 = 31.70\text{tf}$$

La valeur limite de la période de référence $T_0(\text{s})$ est de :

$$R(\text{Poutre}) = R(\infty) , \gamma = \infty , T_0 = 0.873$$

$$R(\text{Poutre}) = 0 , \gamma = 0 , T_0 = 12.40$$



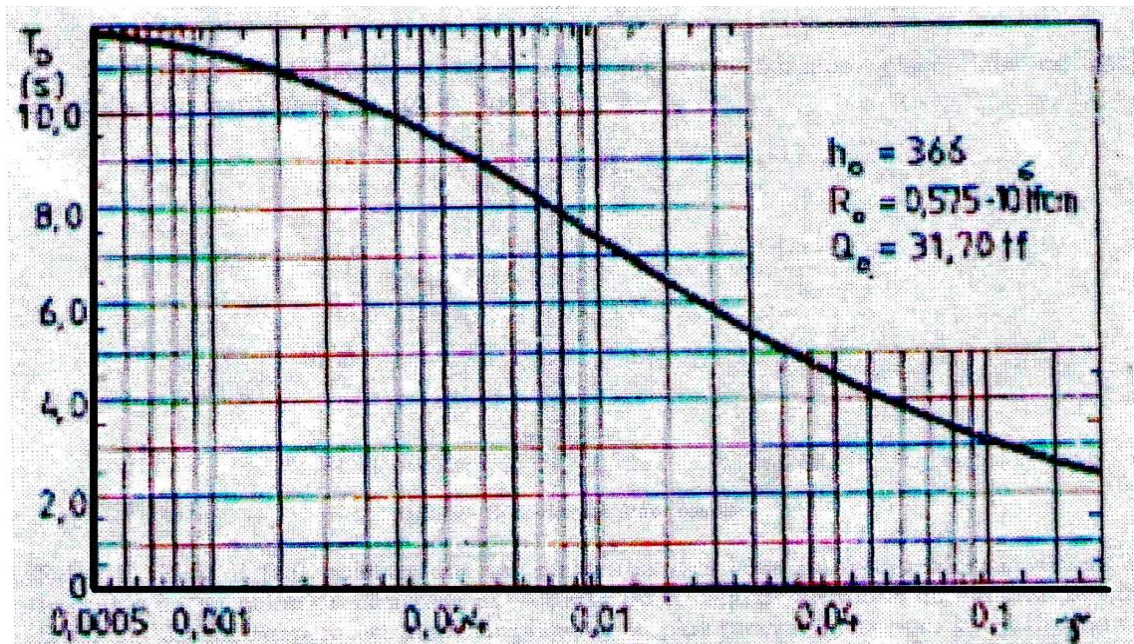


Figure 2.3 Valeurs standards pour la période propre de vibration T_0

2.2.9 Méthode d'Iwan 1980

Afin de prendre en compte l'effet du comportement inélastique de la structure, Iwan [W.D. Iwan et al, 1980] a suggéré la relation (2.49) pour le calcul de la période propre citée dans le code indien IS 1893 (Part I – 2002):

$$T_{inelastic} = T_{elastic} \left(1 + 0.121(\mu_{\Delta} - 1)^{0.939} \right) \quad (2.49)$$

Avec : $\mu_{\Delta} = (C_r^2 + 1)$ et C_r représente le coefficient de comportement global de la structure, Tableau 2.2

Tableau 2.1 Valeurs du coefficient C_r d'après le code indien IS 1893 (Part I – 2002) [H.T. Solanki, 2008]

SI No.	Lateral Load Resisting System	R
(1)	(2)	(3)
	<i>Building Frame Systems</i>	
i)	Ordinary RC moment-resisting frame (OMRF) ²⁾	3.0
ii)	Special RC moment-resisting frame (SMRF) ³⁾	5.0
iii)	Steel frame with	
	a) Concentric braces	4.0
	b) Eccentric braces	5.0
iv)	Steel moment resisting frame designed as per SP 6 (6)	5.0
	<i>Building with Shear Walls⁴⁾</i>	
v)	Load bearing masonry wall buildings ⁵⁾	
	a) Unreinforced	1.5
	b) Reinforced with horizontal RC bands	2.5
	c) Reinforced with horizontal RC bands and vertical bars at corners of rooms and jambs of openings	3.0
vi)	Ordinary reinforced concrete shear walls ⁶⁾	3.0
vii)	Ductile shear walls ⁷⁾	4.0
	<i>Buildings with Dual Systems⁸⁾</i>	
viii)	Ordinary shear wall with OMRF	3.0
ix)	Ordinary shear wall with SMRF	4.0
x)	Ductile shear wall with OMRF	4.5
xi)	Ductile shear wall with SMRF	5.0

2.2.10 Méthode de White 1984 [M. Ifrim, 1984]

Cette méthode est basée sur la même hypothèse qui a été expliquée dans la méthode Husid. Le calcul de la période propre de vibration d'ordre i pour une structure uniforme est donnée par :

$$T_i = \frac{\pi}{\sin \frac{2i-1}{2n+1} \frac{\pi}{2}} \sqrt{\frac{m}{R}} \quad (2.50)$$

Les symboles qui interviennent dans la l'Équation 2.50 sont définis antérieurement.

2.2.11 Modèle d'Adeli 1985

Adeli en 1985 [H. Adeli, 1985] a proposé des formules explicites approximatives pour l'estimation de la période fondamentale de plusieurs systèmes de construction y compris les contreventements par portiques, voiles ou par un contreventement Par Portiques à Palées De Stabilité pour les structures en charpente métallique et qui prennent en compte un certain nombre des paramètres structurels.

Les formules ont été obtenues à partir des équations différentielles de vibrations libres d'un poteau en console uniforme Figure 2.4 pour lequel les déformations par flexion et par cisaillement sont prises en compte, tout en faisant un certain nombre d'hypothèses simplificatrices.

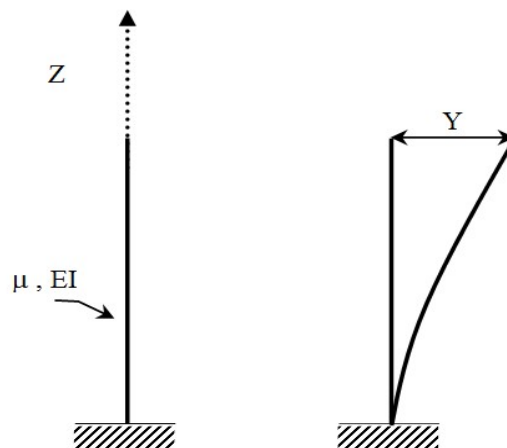


Figure 2.4 Étude des vibrations d'un poteau en console uniforme

Après l'écriture des formules de la période de vibration par mode de cisaillement T_s et de flexion T_b séparément, la période fondamentale de vibration du mode résultant sera calculée approximativement à partir des deux modes isolés par utilisation de l'équation de Dunkerley ou Thompson [W.T. Thompson, 1981] comme suit :

$$T = \sqrt{T_s^2 + T_b^2} \quad (2.51)$$

A – Mode de cisaillement :

L'équation de la période fondamentale de vibration du mode de cisaillement est décrite par :

- - Un contreventement par Portiques auto stables :

$$T_s = 1.15H \sqrt{\frac{W_{St} [(N_c - 1)K_g + N_c K_c]}{nN_c (N_c - 1)gEK_g K_c}} \quad (2.52)$$

Avec : H : Hauteur totale de la structure.

W_{St} : Masse total de la structure.

N_C : Nombre des poteaux.

n : Nombre des niveaux.

K_g : Rigidité des poutres.

K_c : Rigidité des poteaux.

E : Module d'élasticité de Young.

g : Accélération de la pesanteur.

- - **Un contreventement Par Voiles :**

$$T_s = 4 \sqrt{\frac{W_{St} H F_s}{g A_w G_w}} \quad (2.53)$$

F_s = rapport de la contrainte tangentielle maximale à la contrainte tangentielle moyenne.

Pour le cas des voiles de section rectangulaire, on prend $F_s=1.2$

$$T_s = 4.38 \sqrt{\frac{W_{St} H}{g A_w G_w}} \quad (2.54)$$

Pour les voiles en profilés I et L $F_s = A_w / A'_w$ ou A'_w est l'aire de table de mur.

A_w : Section du mur.

G_w : Module de cisaillement du mur.

- - **Un contreventement Par Portiques à Palées De Stabilité :**

$$T_s = \frac{2.83}{\cos \alpha_b} \sqrt{\frac{W_{St} H}{g E A_d \sin \alpha_d}} \quad (2.55)$$

A_d : Section des diagonales.

α_d : Inclinaison de la diagonale par rapport à l'horizontale.

B – Mode de flexion :

L'équation de la période fondamentale de vibration du mode de flexion est décrite par :

- - **Un contreventement par Portiques auto stables :**

$$T_b = 6.20 \frac{H}{L_{str}} \sqrt{\frac{W_{St} H (N_c - 1)}{g E A_c N_c (N_c + 1)}} \quad (2.56)$$

A_c : Section de poteau.

L_{str} : Largeur de la structure.

2.2.12 Méthode de Weaver 1990 [D. Gilles, 2008]

Afin de voir l'influence de certains facteurs sur la valeur de la période fondamentale, Weaver propose sur la base d'une poutre cantilever, de section prismatique, en matériau élastique linéaire soumise à la flexion, l'équation ci-dessous [W. Weaver et al, 1990]:

$$T = \frac{2\pi}{3.515} \sqrt{\frac{\rho A_w H^4}{EI_w}} = \frac{2\pi}{3.515} \sqrt{\frac{\rho}{E}} \times \sqrt{\frac{A_w H^4}{I_w}} \quad (2.57)$$

Avec :

ρ : Masse volumique de béton, E : Module d'élasticité de Young, A_w : Surface du mur.

H : Hauteur totale de la structure et I_w : Moment d'inertie du mur porteur.

Dans le cas simplifié d'un bâtiment ayant une base rectangulaire, l'Equation 2.57 devient :

$$T = c H^2 / L_{str} \quad (2.58)$$

L_{str} : Longueur du bâtiment suivant le sens de la direction de calcul considérée et c représente la constante de Weaver.

2.2.13 Méthode de Goel et Chopra 1997

Traditionnellement, les formules empiriques proposées dans les codes de conceptions pour l'évaluation de la période sont en général sous-estimées c'est pourquoi lors du calcul de l'effort tranchant on se base sur des données réelles enregistrées lors des séismes. D'après Goel [R.K. Goel et al, 1997a].

- Pour les structures en charpente métallique la période est donnée par :

$$T = 0.028 H^{0.80} \quad (2.59)$$

- Pour les structures contreventées par portiques la période est donnée par :

$$T = 0.016 H^{0.90} \quad (2.60)$$

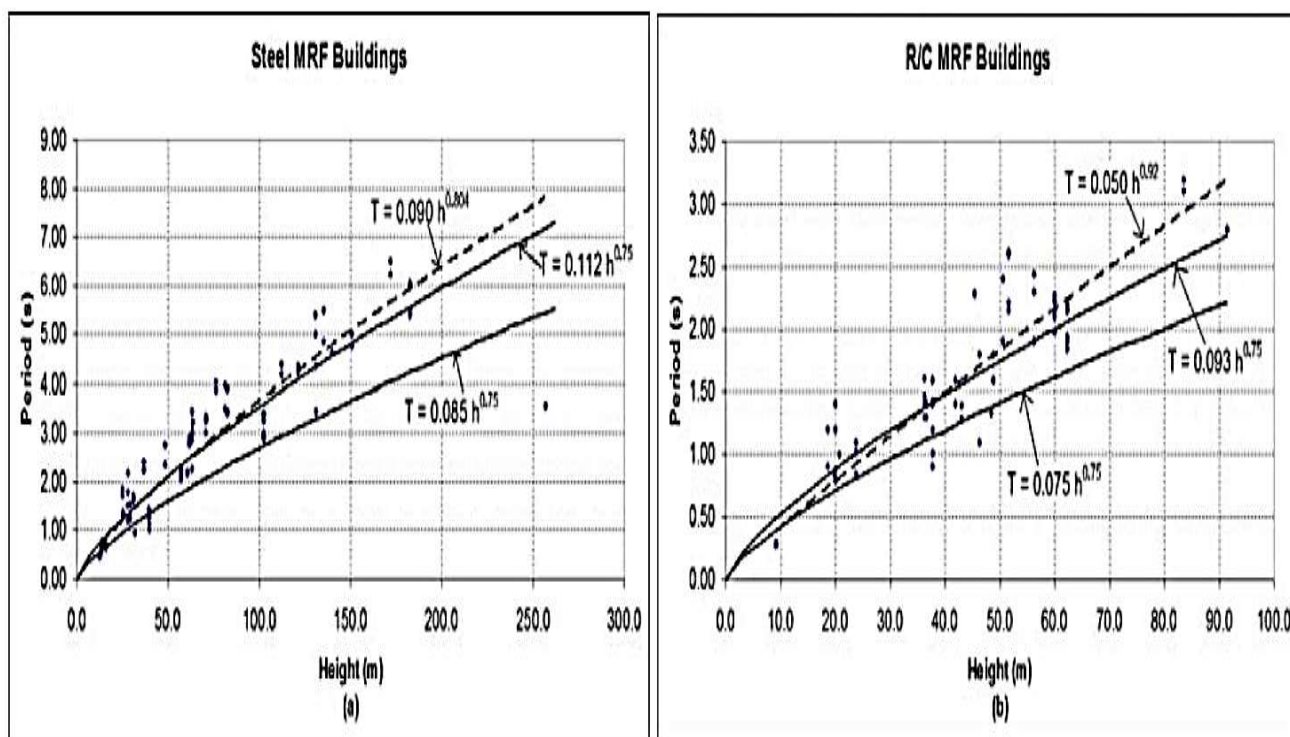


Figure 2.5 Périodes enregistrées et formules empiriques pour la période propre de vibration pour les structures contreventées par portique : (a) charpente métallique, (b) béton armé [R.K. Goel et al, 1997]

Les courbes des Figure 2.5a et 2.5b, représentatives de la période T données par le code de conception et celle enregistrée durant les tremblements de terre présentent un écart important. [D. Gilles, 2008].

Dans le Tableau 2.2, R^2 représente coefficient de correction pour l'ajustement du modèle et s_e les écarts des analyses de régression.

Tableau 2.2 Résultats des analyses de régression d'après Goel 1997 [R.K. Goel et al, 1997]

Structural system	Constrained regression			Unconstrained regression		
	Equation (best fit)	s_e	R^2	Equation (best fit)	s_e	R^2
Steel MRF	$T = 0.0112 h^{0.75}$	0.236	0.857	$T = 0.090 h^{0.804}$	0.233	0.876
R/C MRF	$T = 0.093 h^{0.75}$	0.229	0.769	$T = 0.050 h^{0.920}$	0.209	0.858
R/C SW	$T = 0.048 h^{0.75}$	0.424	0.438	$T = 0.016 h^{1.076}$	0.392	0.653

Pour la détermination de la période fondamentale pour les structures contreventées par portiques soit en béton armé (R/C MRF) ou en charpente métallique (Steel MRF), Goel et Chopra [R.K. Goel et al, 1997] proposent les formules suivantes :

- Pour les structures en béton armé: $T_L = 0.0055 H^{0.90}$ (2.61)

- Pour les structures en charpente métallique : $T_L = 0.0011 H^{0.80}$ (2.62)

Pour les structures en béton armé contreventées par voiles, Goel et Chopra ont constaté que ces formules empiriques sous-estiment la valeur de la période comme le montre la Figure 2.6.

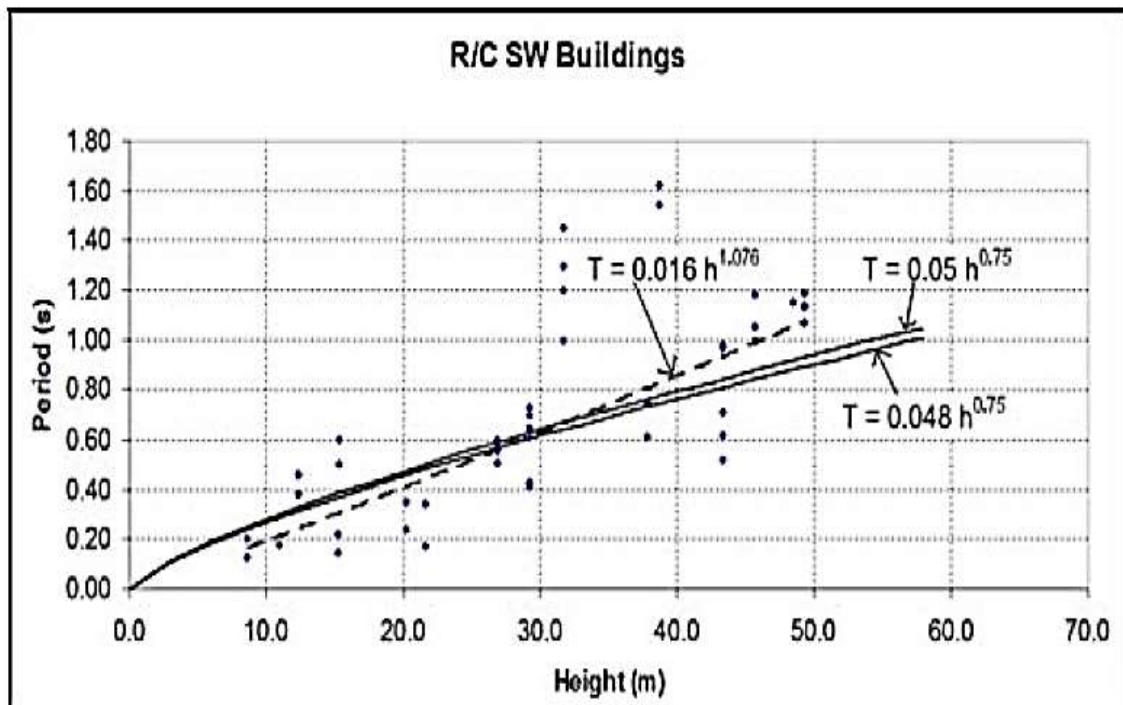


Figure 2.6 Périodes enregistrées et formules empiriques pour la période propre de vibration pour les structures en béton armé contreventées par voiles [R.K. Goel et al, 1997]

2.2.14 Méthode De Goel et Chopra -1998

Une autre formulation pour le calcul de la période de vibration des structures contreventées par voiles est proposée par Goel 1998 [R.K. Goel et al, 1998] :

$$T_L = 0.0019 \frac{H}{\sqrt{A_e}} \quad (2.63)$$

H : représente la hauteur totale de la structure et \bar{A}_e la section équivalente du mur porteur voile qu'est égale :

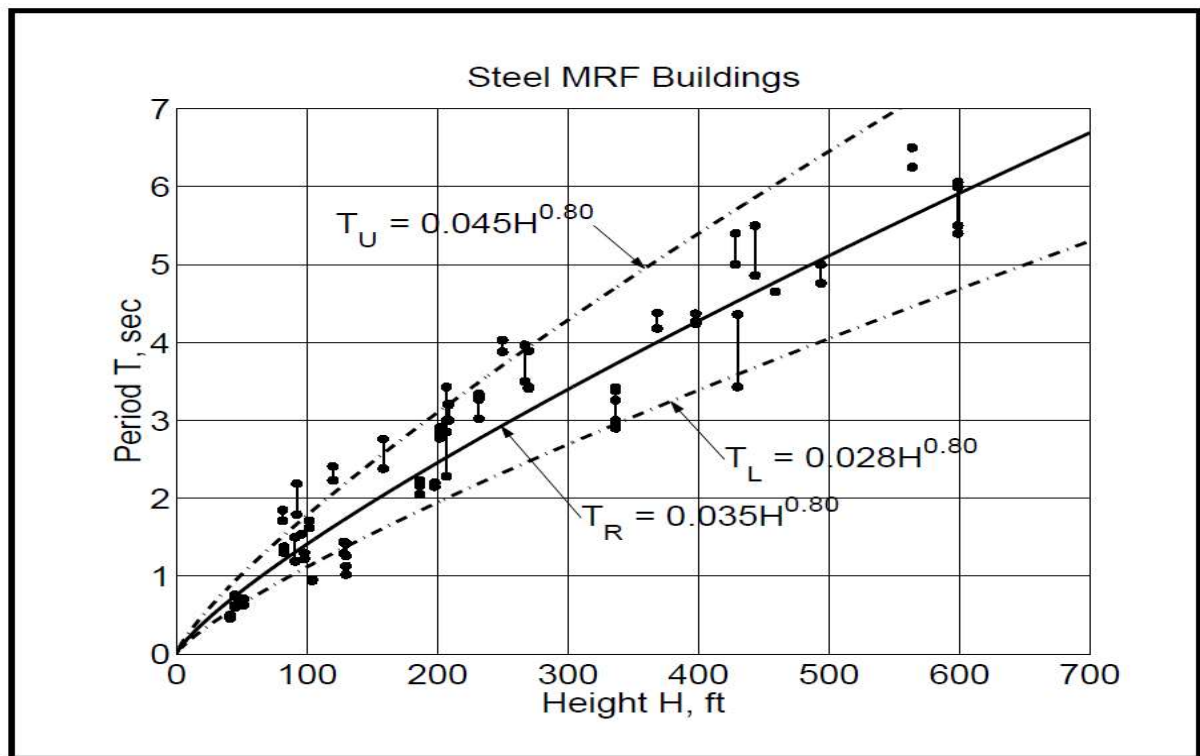
$$\bar{A}_e = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{N_w} \left(\frac{H}{H_w} \right)^2 \times \left[\frac{A_w}{1 + 0.83 \left(\frac{H_w}{D_w} \right)^2} \right] \quad (2.64)$$

A_w , H_w et D_w représentent la surface et la hauteur et la longueur du mur porteur.

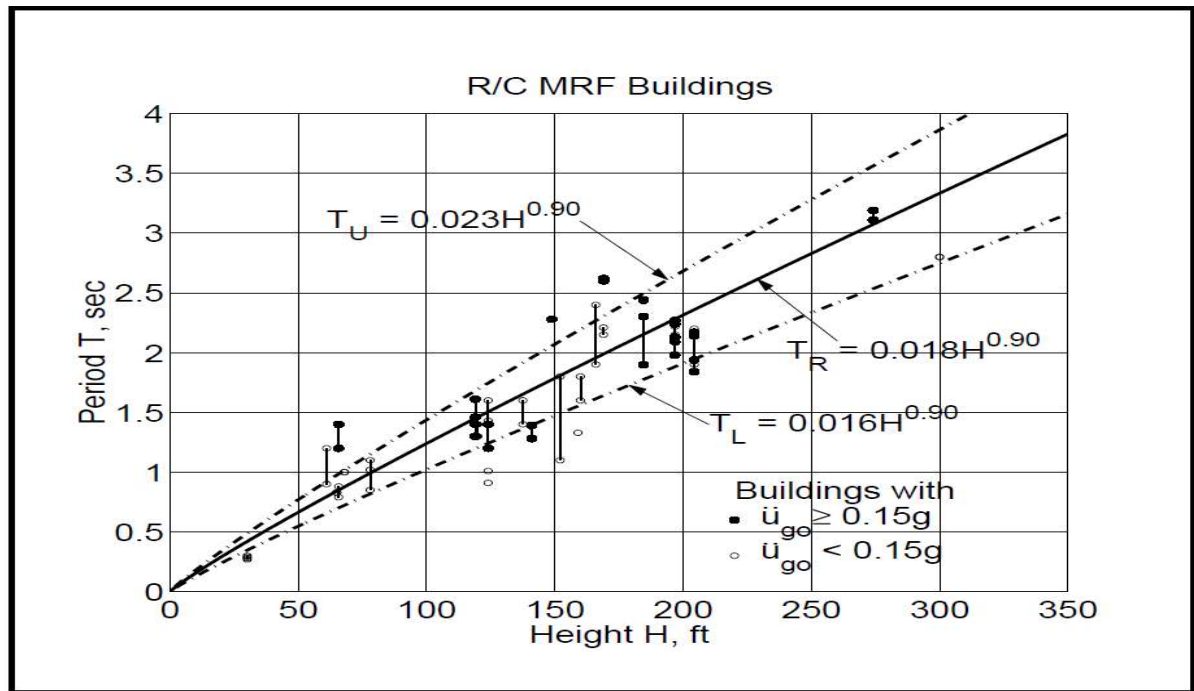
N_w : nombre des voiles retrouvés.

2.2.15 Méthode de Chopra 2000

Pour mieux comprendre le comportement des bâtiments sous séisme, un programme d'instrumentation de bâtiments a été lancé par les autorités californiennes des 1971 après le séisme de San Fernando. Depuis, près de 42 structures en charpente métallique et 27 structures en béton armée contreventées par voile ont été étudié par Anil et Chopra [A.K. Chopra et al, 2000]. Leurs travaux fixent les limites supérieures T_U et inférieures T_L pour l'évaluation de la période propre de vibration en fonction de la hauteur totale du bâtiment H en pied (majoration par 3.28 pour une hauteur en mètre) . Ces limites sont montrées sur la [Figure 2.7](#).



a) Structures métallique



b) Structures en béton armée contreventées par voiles

Figure 2.7 Variation de la période en fonction de la hauteur H

2.2.16 Méthode de Hong et Hwang 2000

D'après la formule proposé par Hong et Hwang [L.L. Hong et al, 2000] $T = C_1 H^b$, les valeurs de C_1 et b sont respectivement 0.03 et 0.8 ; Valeurs obtenus en utilisant les fréquences identifiées sur des enregistrements de séismes dans 30 tours taiwanaises contreventées par portiques.

2.2.17 Méthode de Balkaya et Kalkan 2004

Balkaya et Kalkan en 2004 ont développés une formulation simple et efficace pour l'estimation de la période fondamentale des bâtiments contreventés par voiles [C. Balkaya et al, 2004] et donnée par [O. DERİNÖZ, 2006] :

Avec :

$$T = 0.138H \frac{\sqrt{R_T}}{(R_{length}^{0.4} + R_{width}^{0.4})} \quad (2.65)$$

T : Période fondamentale de la structure encastrée à la base.

H : Hauteur totale de la structure.

R_T : Rapport de grande dimension latéral sur la petite dimension latérale du bâtiment.

R_{length} : Rapport de la surface longitudinale du mur porteur sur la surface d'étage.

R_{width} : Rapport de la surface transversale du mur porteur sur la surface d'étage.

Une autre formulation numérique basée sur la méthode des éléments finis, proposée par Balkaya et Kalkan en 2003 (Équation 2.66) et simulé sur 80 modèles de construction contreventés par des voiles montre que l'équation proposée fournis des résultats précis pour une large gamme de différentes configurations architecturales. [C.Balkaya et al, 2003] .

$$T = C_{bl} H^{b1} \times \beta^{b2} \times \rho_{as}^{b3} \times \rho_{al}^{b4} \times \rho_{min}^{b5} \times j^{b6} \quad (2.66)$$

Tableau 2.3 Formulation empirique pour l'évaluation de la période fondamentale pour des bâtiments préfabriqués contreventés par voiles selon Balkaya et Kalkan [C.Balkaya et al, 2004]

Type	C	b1	b2	b3	b4	b5	b6	σ_T	R^2
Carré	0.158	1.400	0.972	0.812	1.165	-0.719	0.130	0.025	0.982
Rectangulaire	0.001	1.455	0.170	-0.485	-0.195	0.170	-0.094	0.025	0.982

C_{bl} : Coefficient de Balkaya variant entre 0.27 et 0.4

ρ_{as} : Rapport de la surface la plus courte des murs porteurs sur la surface totale d'étage.

ρ_{al} : Rapport de la surface la plus grande des murs porteurs sur la surface totale d'étage.

ρ_{min} : Rapport de la surface minimale (épaisseur) des murs porteurs sur la surface totale d'étage.

j : Moment d'inertie polaire de mur porteur.

- L'étude montre que les codes actuels de conception sous-estime la valeur de la période propre de vibration dans les structures en forme carré. Cette observation est due à l'effet de torsion.

La torsion est un critère extrêmement important figurant dans le mode dynamique de ces structures et qui aurait dû être prise en compte dans la phase de conception.

L'Équation 2.66 proposée par Balkaya et Kalkan [C. Balkaya et al, 2003] est recommandée pour l'estimation de la période propre pour des constructions préfabriquées de 2 à 15 niveaux ou pour des bâtiments coulés à l'aide d'un coffrage tunnel.

2.2.18 Méthode de Crowley et Pinho 2006

Par une étude expérimentale sur des bâtiments existants de cinq pays européens différents (Grèce, Italie, Portugal, Roumanie, Yougoslavie) construit entre 1930 et 1980, des enregistrements réels aux tremblements de terre ont conduit à développer une formulation simplifiée pour l'évaluation de la période propre en fonction de la hauteur totale.

L'équation suivante est proposé par Crowley [H. Crowley et al, 2006] :

$$T = C_1 H^b \quad (2.67)$$

Avec : $C_1 = 0.055$ et $b = 1$ pour des structures en béton armé contreventées par portiques avec remplissage en maçonnerie

2.2.19 Méthode de Lagomarsino et Giovinazzi 2006 [S. Lagomarsino et al, 2006]

Un model simplifié $T = C_1 H^b$ est proposé par Lagomarsino et Giovinazzi avec les coefficients $C_1 = 0.065$ et $b = 0.9$

2.2.20 Méthode de Guler, Yuksel et Kocak 2008

Pour un calcul rapide et directe sur l'estimation de la période propre de vibration en fonction de la hauteur totale, Guler [K. Guler et al, 2008] et son groupes se sont basées en première phase sur une série de mesures de vibration effectués sur 12 bâtiments en béton armé contreventé par portique, en utilisant un sismomètre très sensible placé au centre géométrique du premier et du dernier étage et coïncidant avec son centre de masse.

En seconde phase, des simulations numériques par SAP2000 ont fournis l'équation suivante :

$$T = C_1 H^b \quad (2.68)$$

Avec : $C_1 = 0.026$ et $b = 0.9$.

2.2.21 Méthode de Guéguen 2009 [P. Guéguen, 2009]

Selon des mesures expérimentales, l'expression de la période fondamentale pour des structures en béton armé contreventées par voiles est donnée par :

$$T = 0.013H = \frac{H}{75} = 0.039(n + 1) = \frac{n + 1}{25} \quad (2.69)$$

Avec un écart-type $\sigma = (0.08 ; 0.09)$ par rapport au modèle de référence.

2.2.22 Modèle de Gong 2011

Sur l'analyse de 36 bâtiments de 3 à 18 étages avec une hauteur totale inférieure à 80m (262 pieds), situées en Californie et enregistrés dans le cadre du CSMIP, Gong [M. Gong et al, 2011] présente une formulation empirique pour l'évaluation de la période fondamentale de vibration pour les structures en charpente métallique. Celle-ci est donnée par :

$$T = 1.2 H^{0.6} \quad (2.70)$$

2.2.23 Modèle de Ditommaso, Vona, Gallipoli et Mucciarelli 2013

Dans le but de développer une estimation empirique pour la période fondamentale des structures en béton armé contreventées par portiques nommée Dommages - Intérêts. Un total de 68 bâtiments avec des caractéristiques différentes, telles que l'âge, la hauteur et le niveau de dommages, ont été étudiés en effectuant des mesures de vibration ambiante permettant d'enregistrés les périodes réelles. Quatre niveaux de dommages différents (DL0, DL1, DL2 et DL3) ont été considérés selon les définitions de l'EMS 98 (European Macroseismic Scale), en essayant de regrouper les périodes fondamentales estimées par rapport à la hauteur des bâtiments en considérant le niveau de dommages comme paramètre clé [A.S. Shon, 2015].

Selon Ditommaso [R. Ditommaso, 2013] :

-Pour Le premier cas type DL0 et DL1 correspondant aux cas des bâtiments neufs et intacts.

$$T = 0.026 H \quad (2.71)$$

-Pour Le second cas type DL2 et DL3 correspondant aux cas des bâtiments âgés et d'un niveau de dommage constaté.

$$T = 0.028 H \quad (2.72)$$

2.2.24 Méthode de Rayleigh [RPA, 2003]

La période T pourrait être calculée en usant des propriétés de déformation de la structure et des caractéristiques du contreventement type à partir de la formule de Rayleigh :

Où :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (2.73)$$

W_i : Portion du poids total soumise à l'action sismique de la structure qui est localisée ou affectée au niveau i .

δ_i : Déflexion du niveau i par rapport à la base (flèche) due aux forces latérales de niveaux f_i .

g : Accélération de la pesanteur et n : Nombre total de niveau.

Une version simplifiée de la formule de Rayleigh est :

$$T = 2\sqrt{\delta_N} \quad \delta_N(m) \quad (2.74)$$

δ_N étant la flèche au sommet de la structure due aux charges gravitaires appliquées comme forces des niveaux. Afin pour le calcul des déplacements latéraux des structures multi – étagées courantes, les propriétés des sections des éléments doivent être connues et un logiciel de calcul est parfois demandé. Cependant l'utilisation de l'Équation 2.73 est généralement non pratique pour un calcul manuel.

2.3 Méthodes avec interaction sol structure

2.3.1 Méthode de Veletsos et Meek 1974 [A.S. Veletsos et al, 1974]

Veletsos et Meek ont proposés l'Équation 2.75 pour l'évaluation de la période fondamentale d'une structure en considérant la flexibilité de la fondation :

$$T^* = T \times \sqrt{1 + \frac{K_{str}}{k_h} \left(1 + \frac{k_h H^2}{K_\phi}\right)} \quad (2.75)$$

T^* : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.

T : Période fondamentale de la structure encastrée à sa base.

k_h et k_ϕ : Rigidités de translation et de rotation de la fondation.

H et K_{str} : Hauteur et rigidité à la flexion de la structure.

2.3.2 Méthode de Constantine 1989

Une approche donnée par l'Équation 2.76 pour l'évaluation de la période de vibration sous l'effet de l'interaction sol structure pour une conception préliminaire des ponts basée sur le règlement AASHTO a été proposée par Constantine en 1989 [C.S. Constantine, 1989].

$$\frac{T^*}{T} = \left[1 + \frac{\bar{P}}{8} \left((2 - \mu) + \frac{24(1 - \mu)\bar{h}^2}{32 + (1 - \mu)\bar{P}\bar{h}^2} \right) \right]^{1/2} \quad (2.76)$$

Avec :

$$\bar{P} = \frac{12EI_p}{GRH^2} \quad \text{et} \quad \bar{h} = \frac{H}{R} \quad (2.77)$$

T^* : Période fondamentale de la structure sous l'effet de l'ISS.

T : Période fondamentale de la structure encastrée à la base.

H : Hauteur totale du bâtiment, E et I_p : Module de Young et moment d'inertie des poteaux.

R : Rayon de la fondation circulaire et G : Module de cisaillement de sol.

μ : Coefficient du poisson.

Un modèle équivalent pour l'ISS est représenté sur la Figure 2.8.

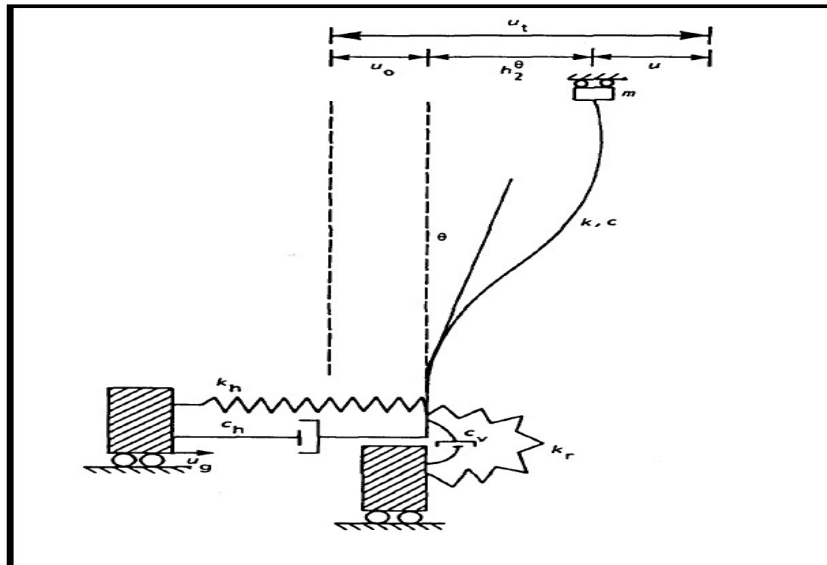


Figure 2.8 Modèle équivalent d' ISS d'après Chris

2.3.3 Méthode de Şafak 1995

D'après Şafak [E. Şafak, 1995], la structure est une combinaison de l'immeuble et de sa fondation, elle peut être modélisée par un système de 2 DDL Figure 2.9 qui a l'avantage d'être simple et efficace pour exposer les caractéristiques fondamentaux de l'ISS [H. Garðarsson, 2012].

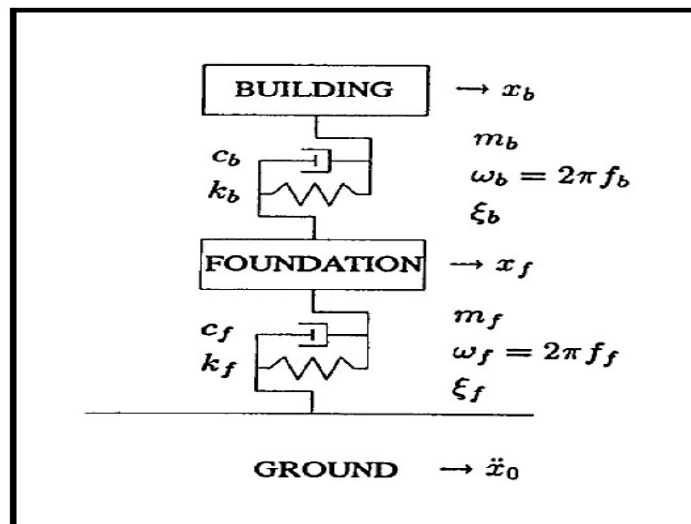


Figure 2.9 Représentation schématique pour l'ISS selon Şafak [H. Garðarsson, 2012].

Sur la Figure 2.9, chaque degré de liberté est représenté par une masse, un ressort et un amortissement. Le modèle présenté considère que les deux systèmes sont linéaires, leurs mouvements dominés par deux modes fondamentaux, la rigidité du sol est indépendante de la fréquence et le mouvement de balancement est négligeable [E. Şafak, 1995]. Les deux modes propres - bâtiments et fondations - du

système couplé, comme illustré sur la [Figure 2.9](#), peuvent être calculées par l'Équation 2.78 [S.P. Timoshenko et al, 1974] :

$$\omega_{1,2}^{*2} = \frac{1}{2} \left[\omega_f^2 + (1 + \mu_{sf})\omega_b^2 \pm \sqrt{[\omega_f^2 + (1 + \mu_{sf})\omega_b^2]^2 - 4\omega_f^2\omega_b^2} \right] \quad (2.78)$$

Avec :

$$\mu_{sf} = \frac{W_{St}}{W_f}; \omega_f = \sqrt{\frac{K_{sf}}{W_f}} \quad \text{et} \quad \omega_b = \sqrt{\frac{K_{sb}}{W_{St}}} \quad (2.79)$$

K_{sb} : Rigidité relative de la superstructure.

K_{sf} : Rigidité relative de l'infrastructure

W_F : Masse totale des fondations

W_{st} : Masse totale de la superstructure

2.3.4 Méthode semi empirique de Gazetas 1996

D'après Gazetas [[G. Gazetas, 1996](#)], la période fondamentale en tenant compte de l'interaction sol structure est donnée par l'équation suivante :

$$T^* = T \times \sqrt{1 + \frac{K_{str}}{K_h} + \frac{K_{str}H}{K_R} + \frac{K_{str}H^2}{K_\phi}} \quad (2.80)$$

T^* : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.

T : Période fondamentale de la structure encastree à sa base.

K_h , K_ϕ et K_R : Rigidités de translation, de rotation et de torsion de la fondation.

H et K_{Str} : Hauteur et Rigidité à la flexion de la structure.

2.3.5 Méthode semi empirique de Kumar et Prakash 2004

Une étude réalisée par Kumar [[S. Kumar et al, 2004](#)] sur l'estimation de la période fondamentale des structures en tenant compte l'effet de la fondation a abouti à l'Équation 2.81 :

$$T^* = T \times \sqrt{1 + \frac{60}{H} \left(\frac{K_{str}}{K_h} + \frac{K_h H^2}{K_\phi} \right)^{1.5}} \quad (2.81)$$

T^* : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.

T : Période fondamentale de la structure encastree à sa base.

K_h et K_ϕ : Rigidités de translation et de rotation de la fondation.

H et K_{Str} : Hauteur et Rigidité à la flexion de la structure.

2.3.6 Méthode de DERİNÖZ 2006

Pour le calcul de la période fondamentale pour les structures contreventées par voiles sous l'effet de l'interaction sol structure, DERİNÖZ [O. DERİNÖZ, 2006] propose l'équation ci-dessous.

$$T^* = C_{bl}^* H^D \frac{\sqrt{R_T}}{(R_{length}^a + R_{width}^a)} C_U^E R_F^F \quad (2.82)$$

T^* : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.

H : Hauteur totale de la structure.

R_T : Rapport de grande dimension latéral sur la petite dimension latérale du bâtiment.

R_{length} : Rapport de la surface longitudinale du mur porteur sur la surface d'étage.

R_{width} : Rapport de la surface transversale du mur porteur sur la surface d'étage.

C_{bl}^* : Coefficient de Balkaya sous l'effet d'ISS.

C_U : Compressibilité élastique uniforme du sol en Kn/m^3 .

R_F : Rapport du moment d'inertie de la fondation en axe longitudinal sur le moment d'inertie de la fondation en axe transversal ($R_F \geq 1$).

Dans l'Équation 2.82, les paramètres d'estimations C_{bl}^* , D , a , E et F sont obtenues à partir de l'analyse de régression non linéaire, leurs valeurs sont exprimées dans le Tableau 2.4.

σ_T exprime l'écart type des résidus de la variabilité aléatoire des périodes de l'ordre 0.241

Tableau 2.4. Paramètres d'estimation de la période sous l'effet d'ISS d'après la méthode de DERİNÖZ

Cas	C_{bl}^*	D	a	E	F	R_T^2	σ_T
Sans ISS	0.138	1.000	-0.400	0.000	0.000	0.800	0.300
Avec ISS	0.010	1.471	-0.005	-0.020	-0.325	0.839	0.241

2.3.7 Méthode de Maravas 2007

Maravas en 2007 [A. Maravas et al, 2007] a proposé une expression qui prend en compte la rigidité de la fondation, l'amortissement de la structure et l'ensemble sol-structure. Cette expression est donnée par :

$$T^* = T \sqrt{\frac{K_{Str}}{k_h} \times \left(\frac{1 + 4\tilde{\xi}^2}{1 + 4\tilde{\xi}_X^2} \right) + \frac{K_{Str} H^2}{k_\phi} \left(\frac{1 + 4\tilde{\xi}^2}{1 + 4\tilde{\xi}_\theta^2} \right) + \left(\frac{1 + 4\tilde{\xi}^2}{1 + 4\tilde{\xi}_{Str}^2} \right)} \quad (2.83)$$

T^* : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.

T : Période fondamentale de la structure encastrée à sa base.

k_h et k_ϕ : Rigidités de translation et de rotation de la fondation.

ξ_{Str} : Coefficient d'amortissement de la structure.

$\tilde{\xi}$: Coefficients d'amortissement du system sol-structure.

$\tilde{\xi}_x$ et $\tilde{\xi}_\theta$: Coefficients d'amortissement de translation et de rotation de la fondation.

2.3.8 Méthode de Khalil 2009 [L. Khalil, 2009]

La fréquence fondamentale d'une structure de type bâtiment fondée sur un sol élastique peut être exprimée sous la forme :

$f^* = (V_S, I_p, E, n, N_p, N_o, h, L_o, A)$ Avec :

V_S : Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.

E et I_p : Module de Young et Moment d'inertie des poteaux.

h : Hauteur de niveau.

L_o : Ouverture entre poteaux dans le sens du mouvement.

A : Aire de la fondation.

n , N_o et N_p : Nombre d'étages, et d'ouvertures du bâtiment dans les directions longitudinale et transversale.

L'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale F sera exprimée en fonction des différents paramètres par la relation :

$$\text{Log}(f^*/f) = A_1 \log(E_S) + A_2 \log(H) + A_3 \log(E_p) + A_4 \log(I_p) \quad (2.84)$$

f : Fréquence fondamentale de la structure encastrée à la base.

D'après une analyse par régression linéaire qui a permis de déterminer les paramètres intervenant dans la relation énoncée ci-dessus.

$A_1 = 0.233$, $A_2 = 0.33$, $A_3 = -0.12$ et $A_4 = -0.07$ Avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.76$

D'après certaine analyse, Khalil propose d'utilisé un abaque qui fait intervenir un seul paramètre, appelé rigidité relative K_{SS} , dont l'expression est donnée par :

$$K_{SS} = \frac{N_o \times N_b \times \rho \times V_S^2 \times h^3 \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{n \times E \times (I_p)^{3/4}} \quad (2.85)$$

Pour les cas étudiés par Khalil [L. Khalil, 2009], le Tableau 2.5 donne les valeurs du rapport f^*/f tel que f^* représente la fréquence du portique en tenant compte de l'interaction sol structure ISS et F la fréquence du portique encastré à sa base. Pour certaines configurations (structures rigides sur sol

), le rapport f^*/f peut atteindre des valeurs faibles, proches de 0.3, ce qui signifie que l'interaction sol-structure conduit à une réduction de l'ordre de 70% de la fréquence fondamentale du portique. Ceci confirme la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure lors de la détermination de la fréquence fondamentale de structures de type bâtiment.

Tableau 2.5 Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences f^*/f -Structure à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures- [L. Khalil, 2009]

V_s (m/s)	h (m)	E (MPa)	I_p (m ⁴)	n	N_b	N_o	A moyenne	f^* / f
98	4	32000	0.0027	1	1	3	3.28	0.975
107	4	32000	0.0027	1	1	3	3.28	0.979
139	4	32000	0.0027	1	1	3	3.28	0.987
200	4	32000	0.0027	1	1	3	3.28	0.994
250	4	32000	0.0027	1	1	3	3.28	0.997
300	4	32000	0.0027	1	1	3	3.28	0.998
98	4	32000	0.0263	1	1	3	3.28	0.867
107	4	32000	0.0263	1	1	3	3.28	0.883
139	4	32000	0.0263	1	1	3	3.28	0.919
200	4	32000	0.0263	1	1	3	3.28	0.959
250	4	32000	0.0263	1	1	3	3.28	0.973
300	4	32000	0.0263	1	1	3	3.28	0.987
98	4	32000	0.0027	5	1	3	5.125	0.955
107	4	32000	0.0027	5	1	3	5.125	0.967
139	4	32000	0.0027	5	1	3	5.125	0.977
200	4	32000	0.0027	5	1	3	5.125	0.985
250	4	32000	0.0027	5	1	3	5.125	0.988

300	4	32000	0.0027	5	1	3	5.125	0.991
98	4	32000	0.0263	5	1	3	5.125	0.804
107	4	32000	0.0263	5	1	3	5.125	0.833
139	4	32000	0.0263	5	1	3	5.125	0.891
200	4	32000	0.0263	5	1	3	5.125	0.942
250	4	32000	0.0263	5	1	3	5.125	0.959
300	4	32000	0.0263	5	1	3	5.125	0.971
98	4	32000	0.004725	5	1	6	5.607	0.977
107	4	32000	0.004725	5	1	6	5.607	0.982
139	4	32000	0.004725	5	1	6	5.607	0.991
200	4	32000	0.004725	5	1	6	5.607	0.994

250	4	32000	0.004725	5	1	6	5.607	0.996
300	4	32000	0.004725	5	1	6	5.607	0.997
98	4	32000	0.046028	5	1	6	5.607	0.864
107	4	32000	0.046028	5	1	6	5.607	0.886
139	4	32000	0.046028	5	1	6	5.607	0.922
200	4	32000	0.046028	5	1	6	5.607	0.951
250	4	32000	0.046028	5	1	6	5.607	0.965
300	4	32000	0.046028	5	1	6	5.607	0.979
98	4	32000	0.059179	10	3	2	4.55	0.654
107	4	32000	0.059179	10	3	2	4.55	0.688
139	4	32000	0.059179	10	3	2	4.55	0.773
200	4	32000	0.059179	10	3	2	4.55	0.868
250	4	32000	0.059179	10	3	2	4.55	0.944
300	4	32000	0.059179	10	3	2	4.55	0.933
98	4	32000	0.610797	10	3	2	4.55	0.472
107	4	32000	0.610797	10	3	2	4.55	0.5
139	4	32000	0.610797	10	3	2	4.55	0.591
200	4	32000	0.610797	10	3	2	4.55	0.709
250	4	32000	0.610797	10	3	2	4.55	0.781
300	4	32000	0.610797	10	3	2	4.55	0.818
98	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.472
107	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.493
139	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.551
200	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.651
250	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.719
300	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.753

98	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.443
107	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.461
139	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.514
200	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.607
250	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.672
300	4	32000	0.271502	5	2	1	4	0.721
98	4	32000	0.026302	5	2	1	4	0.689
107	4	32000	0.026302	5	2	1	4	0.719
139	4	32000	0.026302	5	2	1	4	0.795
200	4	32000	0.026302	5	2	1	4	0.881
250	4	32000	0.026302	5	2	1	4	0.919
300	4	32000	0.026302	5	2	1	4	0.939

La Figure 2.10 illustre les résultats obtenus dans les cas étudiés pour 3 valeurs de la surface de la fondation superficielle ($A= 1, 4$ et 9).

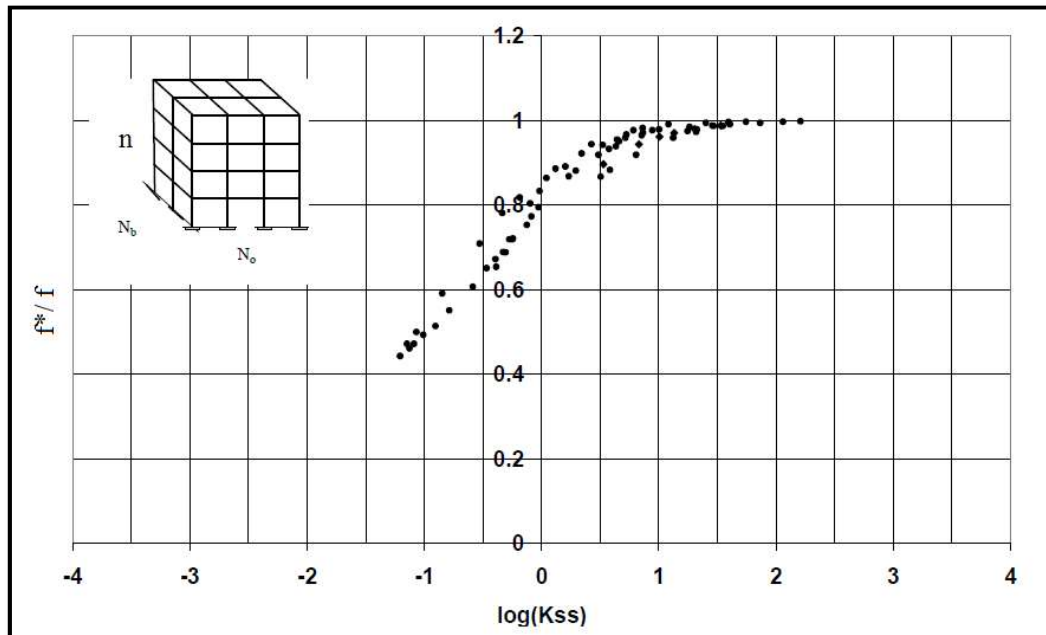


Figure 2.10 Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d'une structure à plusieurs étages (entre 3 à 10) et à plusieurs ouvertures [L. Khalil, 2009].

L'analyse montre que pour des structures ayant une rigidité relative élevée $\log K_{ss} > 1.2$, l'influence de l'interaction sol-structure peut être négligée lors du calcul de la première fréquence. Pour certaines configurations (structures rigides sur sol mou), l'analyse montre que l'influence de l'interaction sol-structure sur la 1^{ère} fréquence de bâtiment peut être très importante et conduit donc à une réduction de l'ordre de 70% de la fréquence de bâtiment calculée en assumant un encastrement à la base.

2.3.9 Méthode de Renzi 2012

Sous l'effet de l'interaction structure-fondation-sol et en fonction d'un amortissement équivalent sol-structure, d'une masse équivalente correspondante à la structure et la fondation, Renzi [S. Renzi et al, 2012] a suggéré pour l'estimation de la période fondamentale de vibration une valeur de 5% pour l'amortissement de la structure et du sol. Pour cela une analyse numérique basée sur le programme SASSI 2000 a été réalisée sur 257 modèles en béton armé. Afin d'obtenir le mode de translation horizontale et le mode de basculement, les excitations dynamiques ont été exécutées selon les deux directions horizontales et verticale.

Les résultats adimensionnels sont donnés par une équation simple donnée par la relation 2.86 :

$$Y = aX_1^{m1} \times X_2^{m2} \times X_3^{m3} + 1 + \varepsilon \quad (2.86)$$

Les coefficients $a = 0.7698$; $m_1 = 1.663$; $m_2 = -0.1359$; $m_3 = 0.8443$ sont obtenus à partir de l'analyse statistique.

$$X_1 = \frac{1}{\sigma} = \frac{H_{eq}}{T \times V_S}; X_2 = \frac{L}{d}; X_3 = \frac{H_{eq}}{L} \quad \text{et} \quad X_4 = \mu = \frac{W_F}{W_{eq}} \quad (2.87)$$

Et :

$$Y = \frac{T^*}{T}; Z = \frac{\tilde{\xi}}{\xi_{str}} \quad (2.88)$$

Avec :

- T : Période fondamentale de la structure encastrée à la base.
- T* : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.
- ξ_{str} : Coefficient d'amortissement de la structure.
- $\tilde{\xi}$: Coefficients d'amortissement du system sol-structure.
- V_S : Vitesses des ondes de cisaillement.
- H_{eq} : Hauteur équivalente pour la structure et la fondation.
- σ : Facteur de nécessité d'interaction sol structure.
- d : Hauteur de contact de sol sur le bord du radier (hauteur d'ancrage).
- L : Longueur de la fondation.
- W_F : Masse totale des fondations.
- W_{eq} : Masse équivalente pour la structure et la fondation.

$$\begin{aligned} X_2 = \frac{L}{d} &> 0 \\ Y = \frac{T^*}{T} &> 1.05 \\ Z = \frac{\tilde{\xi}}{\xi_{str}} &> 1.05 \end{aligned} \quad (2.89)$$

2.3.10 Méthode de Tbatou et Rougui 2014

L'analyse statistique des simulations numérique sur plus de cent soixante simulations numériques a été effectuées par Tbatou et Rougui [T. Tbatou et al, 2014] pour déterminer l'équation approximative de la fréquence fondamentale (plus de 78% de la masse participante en terme moyenne) en tenant

compte de la flexibilité du sol (Ferme, Meuble et Mou), suivant la classification du site par le règlement parasismique marocain du type RPS version de 2011.

En fonction de plusieurs paramètres déterminants de la structure et du sol, par la modélisation mixte des différentes caractéristiques de la structure, pour différentes de site proposées par RPS et de large gamme de la géométrie des bâtiments, a permis de déterminer une équation simplifiée fréquentielle de la structure en fonction des caractéristiques du sol dans le domaine élastique, de la structure et de la conception du bâtiment régulière.

L'approche de la modélisation du système ISS est basée sur une structure en portique constitué de quatre poteaux de hauteur $H = 3.5\text{m}$, quatre poutres de travée de 5 m sous une dalle pleine de 20 cm d'épaisseur. L'ensemble de l'interaction de la structure avec le sol est modélisé par des ressorts élastiques horizontaux et des ressorts verticaux et de rotations [Figure 2.11](#).

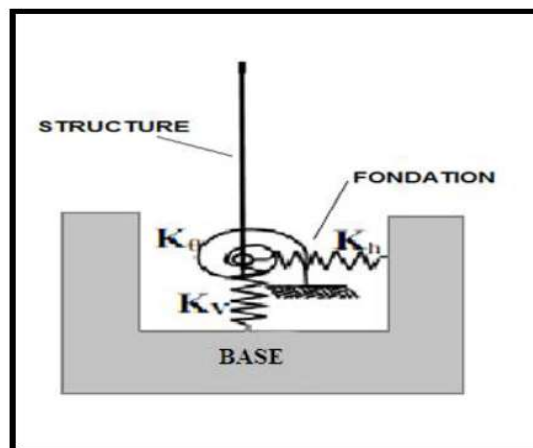


Figure 2.11 Modèle de l'ISS d'après Tbatou et Rougui [T. Tbatou et al, 2014]

Les coefficients de rigidité de ces ressorts, sont déterminés par les équations de Newmark et Rosenblueth dans le cas d'une fondation rectangulaire. Ces ressorts relient un ou plusieurs nœuds à une base rigide.

Les résultats obtenus sur ces simulations, les paramètres du sol et de la structure tels que G , N_x , N_y , N_z , M_{sf} , E , I_p et la hauteur du modèle H , interviennent directement sur la détermination de la réponse fréquentielle du bâtiment en tenant compte de l'ISS. En outre, l'équation de la rigidité globale donnée par la méthode de la régression multilinéaire est la suivante :

$$K_{SS} = \frac{N_x N_y}{N_z} \times \frac{G}{E (I_p)^{3/4}} \times H^3 \sqrt{\frac{M_{sf}}{S_0}} \quad (2.91)$$

M_{sf} : Moyenne de la surface de la fondation considérée au niveau maximal de chaque poteau.

S_0 : Surface unitaire de référence pour une fondation de $1m^2$ et l'indice « n » est le nombre total des fondations.

$$S = \sum_i^n \frac{S_i}{n} \quad (2.92)$$

G : Module de cisaillement.

H et I_p et E : Hauteur, moment d'inertie et le module de Young du poteau.

N_x, N_y et N_z : Nombres d'ouvertures dans les trois directions (x, y et z).

Ces résultats ont été projetés dans le diagramme binaire représentant les rapports des fréquences f^* / f en fonction de la rigidité globale K_{SS} Figure 2.12.

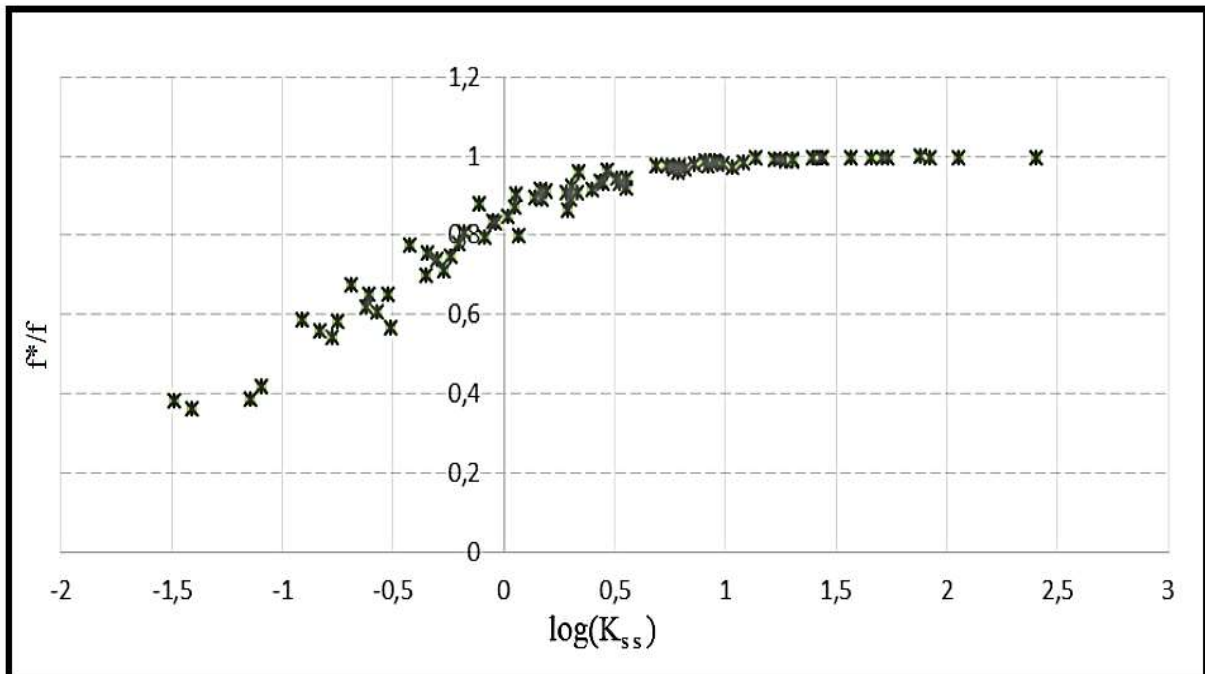


Figure 2.12 : Rapport des fréquences f^*/f en fonction de la rigidité globale du modèle étudié de différents paramètres déterminants [T. Tbatou et al, 2014].

Sur la base de la méthode d'approximation (base du moindre carré) utilisant le moyen de programmation sur Matlab, l'équation fréquentielle du bâtiment en béton armé en tenant compte de l'ISS est illustrée sur la Figure 2.13.

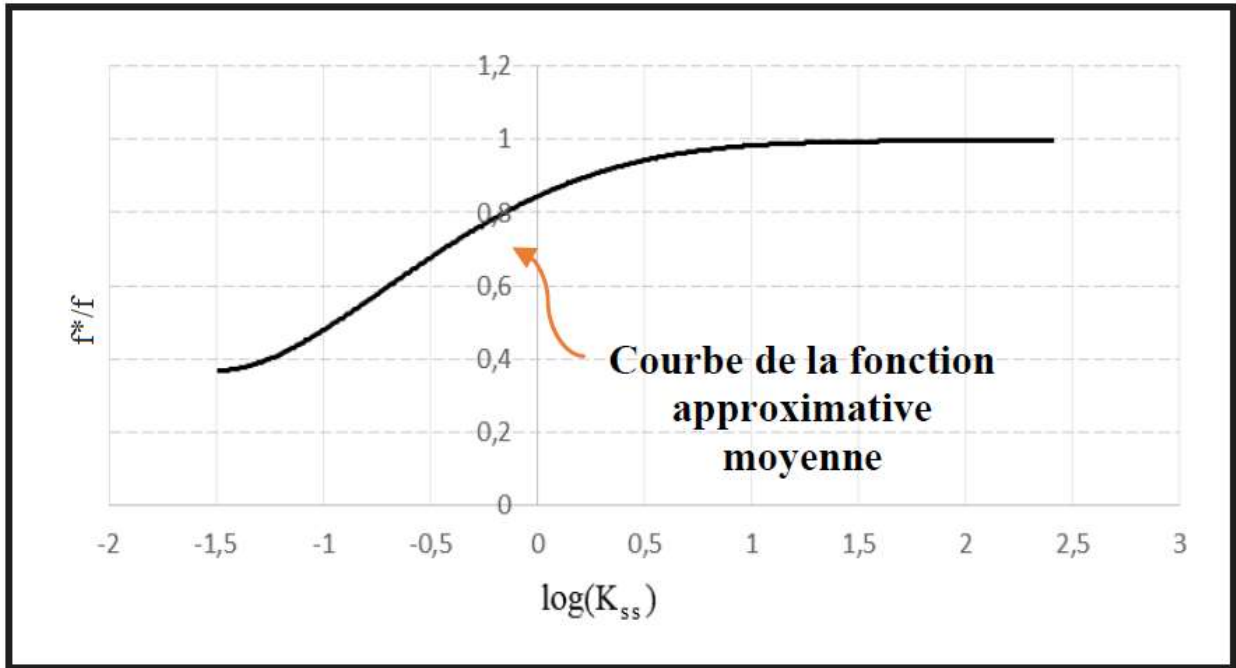


Figure 2.13 Courbe des valeurs moyennes de f^* / f en fonction de la rigidité K_{ss}

L'équation approximative en terme moyen du rapport des fréquences f^*/f en tenant compte de l'ISS en fonction des paramètres déterminantes de la réponse structurelle dans l'intervalle $[-1,487024888 \text{ et } 2,406118423]$ de l'axe X est donnée par :

$$\frac{f^*}{f} = \left[-7.231 \times 10^{-1} X^5 + 3.221 X^4 - 1.091 X^3 - 14.55 X^2 + 27.05 X + 84.43 \right] \times 10^{-2} \quad (2.93)$$

Remarque : La limite de confiance approximative de cette équation est d'environ 95%.

2.3.11 Méthode simplifiée de Veletsos

Pour un radier de forme rectangulaire, Veletsos exprime l'effet de l'ISS sur la valeur de la période fondamentale par la formule suivante :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + \left(1 - \frac{\gamma}{2}\right) \pi^3 \rho_e \frac{r_a}{V_s^2} \frac{H_e}{T^2} \left(1 + \frac{3(1-\gamma)}{2-\gamma} \times \frac{r_a H_e^2}{r_m^3}\right)} > 1 \quad (2.94)$$

Pour un radier de forme carrée ou circulaire ($r_a \approx r_m \approx r$), l'Équation 2.94 devient :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + \left(1 - \frac{\gamma}{2}\right) \pi^3 \rho_e \frac{r}{V_s^2} \frac{H_e}{T^2} \left(1 + \frac{3(1-\gamma)}{2-\gamma} \times \left(\frac{H_e}{r}\right)^2\right)} > 1 \quad (2.95)$$

Avec :

H : Hauteur de colonne égale à celle de la structure.

H_e : Hauteur efficace du bâtiment = 0.7H

L : Longueur totale de la fondation.

A : Section égale à celle de la fondation.

I_F : Moment d'inertie total des fondations.

$\gamma A_0 H$: Masse de la colonne.

$\rho_e = W_{St} / (\gamma A_0 H)$: Densité équivalente du système sol-structure.

W_{St} : Masse totale du bâtiment.

W_F : Masse de la fondation, négligeable devant W_{St} .

W_e : Masse efficace du bâtiment = 0.7 W_{St}

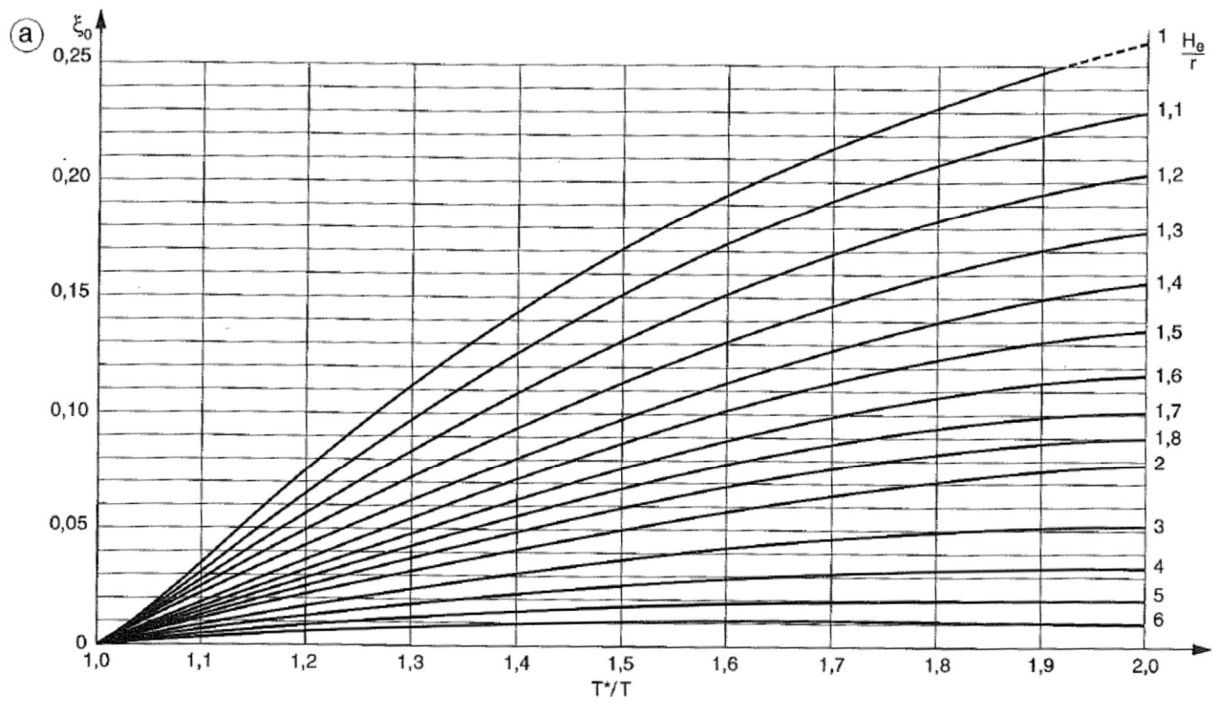
Le spectre de dimensionnement est donné pour un amortissement de $\xi = 5\%$ et l'amortissement total doit être inférieur à 30%. L'amortissement équivalent doit donc être compris entre :

$$30\% \geq \xi^* \geq 5\%$$

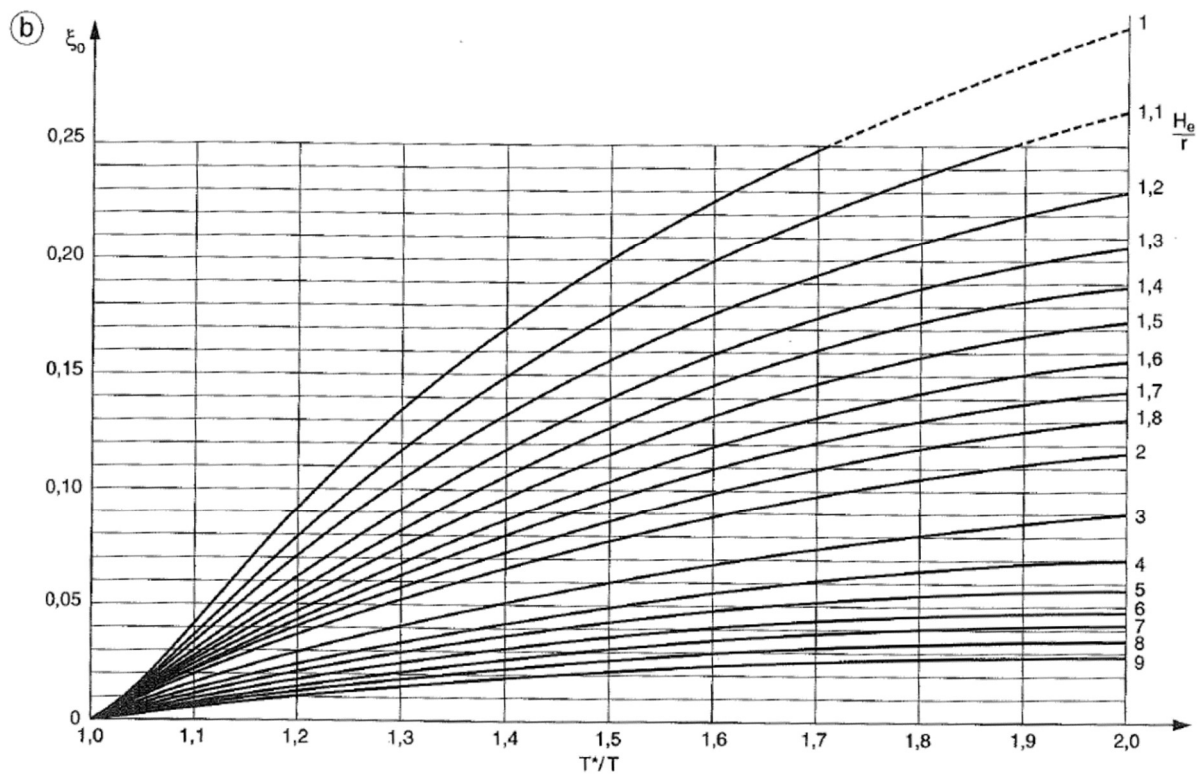
L'amortissement du sol ξ_0 est égal à la somme de l'amortissement géométrique et de l'amortissement interne de frottement du sol. Veletsos fournit la valeur de ξ_0 en fonction des rapports T^*/T et H_e/r voir Figure 2.14. selon la valeur du rayon r, deux cas se présentent :

$$\frac{H_e}{L} \leq 0.5 \rightarrow r = r_a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.96)$$

$$\frac{H_e}{L} \leq 1 \rightarrow r = r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_F}{\pi}} \quad (2.97)$$



a - Cas de zones à faible sismicité : $a_N < 0,20 g$



b - Cas de zones à moyenne ou forte sismicité : $a_N > 0,20 g$

Figure 2.14 Courbes donnant l'amortissement du sol ζ_0 (d'après Veletsos)

2.4 Règlements sans interaction sol structure

La période propre de vibration des structures constitue un paramètre majeur dans la conception et le dimensionnement des structures en zone sismique. Pour cela les codes parasismiques donnent la possibilité d'estimer cette valeur pour les différentes typologies de structures à l'aide des formules empiriques qui sont, souvent, déduites de données statistiques.

Plusieurs formules empiriques, sont proposées dans différents règlements parasismiques à travers le monde. Ces formules, sont souvent en fonction des caractéristiques géométriques de la structure (hauteur H , dimension horizontale dans la direction de l'action sismique D). Le calcul de la période diffère d'un règlement à un autre. L'objectif de ce paragraphe est d'illustrer les formules des périodes propres fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques [D. Ankik et al].

2.4.1 Selon Uniform Building Code UBC 1982

En 1982, le Code du bâtiment américain UBC précise que la période propre d'un bâtiment à plusieurs étages contreventé par portique est estimé en divisant le nombre total d'étages n par le nombre dix [R. Meli, 1991] :

$$T = \frac{n}{10} \quad (2.98)$$

2.4.2 Selon le code AFPS 1990

L'association française de parasismique propose l'utilisation de la formule suivante [AFPS, 1994] :

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L_{str}}} \times \sqrt{\frac{H}{L_{str} + H}} \quad (2.99)$$

Où:

H : Hauteur du bâtiment.

L_{str} : Longueur du bâtiment suivant le sens de la direction de calcul considérée (L ou B) en mètre.

2.4.3 Selon le code Eurocode 8 [Eurocode 8, 1994]

Le code européen eurocode 8 propose pour le calcul de la période propre de vibration la formule suivante :

$$T_1 = C_T H^{3/4} \quad (2.100)$$

Où:

H : Hauteur du bâtiment.

$C_T = 0.085$ pour les portiques spatiaux en acier.

$C_T = 0.075$ pour les portiques spatiaux en béton et ossature acier à triangulation excentrée.

$C_T = 0.050$ pour les autres structures.

D'autre formule pour le coefficient de comportement C_T :

$$C_T = \frac{0.075}{\sqrt{A_{eff}}} \quad \text{avec : } A_{eff} = \sum \left[A_{wi} \times \left(0.2 + \left(\frac{L_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right] \quad (2.101)$$

Avec:

H : Hauteur du bâtiment en mètre avec l'ancrage.

A_{eff} : Aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment en mètre carré.

A_{wi} : Aire de la section du mur contreventement i au premier niveau du bâtiment.

L_{wi} : Longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées en m, à condition que :

$$\frac{L_{wi}}{H} \leq 0.9 \quad (2.102)$$

Σ S'applique sur tous les murs i parallèles à la direction des forces appliquées.

Une formulation simplifiée pour l'estimation de la période est représentée par :

$$T_1 = 2\sqrt{\delta_N} \quad (2.103)$$

δ_N : Déplacement horizontal du sommet du bâtiment en m dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

2.4.4 Selon le code Américain NEHRP 1994

Pour tous types de contreventement, la valeur de la période propre de vibration T peut être calculée par la formule cité au-dessous [NEHRP, 1994]:

$$T = C_T H^{3/4} \quad (2.104)$$

Où : $C_T = 0.035$ pour les ossatures en portique en acier pouvant résister aux moments

Une autre formulation est proposée par le règlement américain NEHRP: $T = 0.1 N$ tel que N représente le nombre d'étages de la structure calculée.

2.4.5 Selon les codes Américaines ATC et SEAOC 1996

La première formule empirique dans les codes de conception parasismique pour l'évaluation de la période propre de vibration a été présenté aux Etats-Unis dans le code du bâtiment ATC3-06 [ATC, 1978].

Pour tous types de contreventement, la valeur T peut être approchée par la formule cité au-dessous [SEAOC, 1996] :

$$T = C_T H^{3/4} \quad (2.104)$$

En prend : $C_T = 0.035$ pour les ossatures en portique en acier pouvant résister aux moments.

$C_T = 0.030$ pour les ossatures en portique en béton armé pouvant résister aux moments – SEAOC 1988 et 1996.

$C_T = 0.025$ pour les ossatures en voile en béton armé pouvant résister aux moments – ATC3.

2.4.6 Selon le code PS92 Edition 1996

Le Règlement de construction parasismique PS92 [PS92, 1996] propose pour les ossatures contreventées par portiques sans remplissage en maçonnerie la formule suivante :

$$T_1 = 0.10 \frac{H}{\sqrt{l_{str}}} \quad (2.105)$$

Où:

H : Hauteur du bâtiment en mètre.

l_{str} : Longueur le bâtiment dans la direction parallèle en mètre.

Pour les ossatures contreventés par voiles en béton armé ou chaînés (contreventement par voiles et portiques), le PS92 [PS92, 1996] propose :

$$T_1 = 0.10 \frac{H}{\sqrt{l_{str}}} \times \sqrt{\frac{H}{l_{str} + H}} \quad (2.106)$$

2.4.7 Selon Turkish Seismic Code TSC 1997

La formule empirique du Code TSC [TSC, 1997] pour le calcul de la période fondamentale pour des ossatures contreventées par portique est comme suit :

$$T = C_T H^{3/4} \quad (2.107)$$

Où :

H : Hauteur du bâtiment en mètre.

$C_T = 0.0853$ (0.08) pour les portiques spatiaux en acier.

$C_T = 0.0731$ (0.07) pour les portiques spatiaux en béton et ossature acier à triangulation Excentrée.

$C_T = 0.0488$ (0.05) pour les autres structures.

2.4.8 Selon Uniform Building Code UBC 1997

Selon l'UBC 1997 [UBC, 1997] et pour tous type de contreventement, la valeur T peut être approchée par la formule suivante :

$$T = C_T H^{3/4} \quad (2.108)$$

Avec: $C_T = 0.0853$ pour les ossatures en portique en acier pouvant résister aux moments.

$C_T = 0.0731$ pour les ossatures en portique en béton armé pouvant résister aux moments.

$C_T = 0.004$ pour toutes les autres structures.

2.4.9 Selon Indian Standard Code IS 2002

Pour le calcul de la période fondamentale des bâtiments, le code indien IS 2002 [IS2002, 2009] propose les formules suivante :

- Pour les structures en béton armé contreventées par portique :

$$T = 0.075H^{0.75} \quad \text{et} \quad T = 0.09 \frac{H}{L_{str}^{0.5}} \quad (2.109)$$

- Pour les structures en charpente métallique :

$$T = 0.085H^{0.75} \quad (2.110)$$

Où:

H : Hauteur totale du bâtiment.

L_{str} : Longueur du bâtiment suivant le sens de la direction de calcul considérée (L ou B).

2.4.10 Selon le code RPS 2002 [RPS, 2002]

La période fondamentale de vibration T, caractérisant la masse et la rigidité de la structure, peut être évaluée selon le Règlement parasismique marocain [RPS, 2002] par des formules empiriques. La valeur de la période fondamentale de vibration T peut être déterminée par les formules forfaitaires suivantes :

- Pour une ossature à nœuds :

$$T = 0.085n \quad (2.111)$$

n : est le nombre d'étages du bâtiment.

- Pour les autres structures :

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (2.112)$$

Où, H et L sont respectivement la hauteur totale du bâtiment et la longueur du mur ou de l'ossature qui constitue le principal système de contreventement exprimés en mètre, dans la direction de l'action sismique [D. Ankik et al].

2.4.11 Selon le code RPA 99 version 2003

Les formules empiriques qui sont données dans le code parasismique algérien RPA 99 / version 2003 [RPA, 2003] pour le calcul de la période propre de vibration sont :

$$T = C_T H^{3/4} \quad \text{et} \quad T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L_{str}}} \quad (2.113)$$

H : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

C_T : Coefficient donné par le RPA 99 version 2009, il est fonction du système de contreventement et du type de remplissage .

Pour :

- Portiques auto stables en béton armé sans remplissage $C_T = 0.075$
- Portiques auto stables en acier sans remplissage $C_T = 0.085$
- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $C_T = 0.050$

L_{str} : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

2.4.12 Selon le New Zealand Code 2004

Dans le code de New Zealand Earthquake Code Structural Design Actions NZECSDA 2004, il existe trois méthodes empiriques proposées pour le calcul de la période fondamentale des structures [NZECSDA, 2004]. Ces méthodes empiriques sont détaillées ci-dessous [A.S. Shon, 2015]:

Méthode A – pour les états limites de service ELS et ultime ELU.

Dans le Cas ELS :

$$T = 1.0 K_t \times H^{0.75} \quad (2.114)$$

Dans le Cas ELU :

$$T = 1.25 K_t \times H^{0.75} \quad (2.115)$$

Avec :

$K_t = 0.075$ pour les structures en béton armé contreventées par portiques.

$K_t = 0.110$ pour les structures en charpente métallique contreventées par portiques.

$K_t = 0.060$ pour les structures en charpente métallique contreventées par des palées de stabilité.

$K_t = 0.05$ pour les autres type des structures.

H : Hauteur totale du bâtiment en mètre.

Méthode B – pour les structures contreventées par voiles, le coefficient K_t est donné par :

$$K_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_{eff}}} \quad (2.116)$$

A_{eff} : Surface totale calculée pour les voiles situés au premier étage en mètre carré, et peut être calculée comme suit :

$$A_{eff} = \sum A_w \times \left(0.2 + \frac{L_{wi}}{H}\right)^2 \quad (2.117)$$

L_{wi} : Longueur de parois dans le premier étage et dans la direction parallèle à la forces appliquées du séisme.

A_w : Surface en mètre carré de la section transversale de murs de contreventement situé dans le premier niveau de l'immeuble.

Méthode C – pour la période fondamentale T_1 , en utilise l'équation suivante :

$$T_1 = 2 \sqrt{\delta_N} \quad (2.118)$$

δ_N : Déplacement horizontal maximal en mètre et au sommet de l'immeuble.

2.4.13 Selon le code national du bâtiment-Canada NBCC 2005 [D. Gilles et al, 2008]

Les formules empiriques qui sont données dans l'édition 2005 du Code National du Bâtiment du Canada NBCC [NBCC, 2005] pour le calcul de la période fondamentale pour des ossatures résistant aux moments sont comme suit :

- $T = 0.1n$ pour toute ossature résistant aux moments.

- Pour les ossatures en acier contreventées par portiques :

$$T = 0.085H^{3/4} \quad (2.119)$$

- Pour les ossatures en béton armé contreventées par portiques :

$$T = 0.075H^{3/4} \quad (2.120)$$

- Pour les autres structures :

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L_{str}}} \quad (2.121a)$$

H et L_{str} sont exprimés en mètres.

- Pour les autres structures ou contreventées par voiles : $T = 0.05 H^{3/4}$ (2.121b)

2.4.14 Selon le code Building Standard Law of Japan BSLJ 2008

Selon la nature du matériau de la structure, le code japonais exprime la valeur de la période fondamentale en fonction de la hauteur globale de la structure H et en fonction d'un coefficient \check{r} qui est égal au rapport de la hauteur d'étage sur la hauteur totale de la structure [Y. Ishiyama, 2008].

$$T = (0.02 + 0.01\check{r})H \quad (2.122)$$

Une autre formulation simplifiée est proposée par le code Building Standard Law of Japan BSLJ :

-Pour les structures en béton armé, on trouve l'équation suivante :

$$T = 0.02 H \quad (2.123)$$

-Pour les structures en charpente métallique ou en charpente en bois :

$$T = 0.03 H \quad (2.124)$$

2.4.15 Selon le code ASCE 2010

Pour l'estimation de la période fondamentale de vibration et sur la base des données réels des bâtiments instrumentés lors des tremblements de terre ou subie à des vibrations ambiantes jusqu'à 2002, le code du bâtiments ASCE 7-05 ou ASCE 7-10 [ASCE, 2010] précise les formules empiriques suivantes [C.Y. Kelly, 2011] et :

$$T_a = C_T \times H^x \quad (2.125)$$

$$T_a = 0.01 \times n \quad (2.126)$$

H : Hauteur totale du bâtiment.

Pour les autres paramètres C_t et x de l'Équation 2.125, l'ASCE 7-10 a été fondé sur une étude réalisée par Goel et Chopra (1997) dans lequel ils ont effectué une analyse sur les périodes fondamentales de 42 bâtiments en charpente métallique situées dans le sud de la Californie mesurées pendant huit tremblements de terre se produisant entre 1971 et 1994, et y compris le tremblement de terre de San Fernando en 1971 ($M = 6,6$) et le séisme de Northridge en 1994 ($M = 6,7$).

Le Tableau 2.6 présente les valeurs des paramètres de l'Équation 2.125 présentés dans l'ASCE 7-10 [A.S. Shon, 2015].

Tableau 2.6 Valeurs de C_T et α selon l' ASCE 7-10 [A.S. Shon, 2015]

Description du système de contreventement	C_T	α
Portiques auto stables ordinaires en charpente métallique	0.0724	0.8
Portiques auto stables ordinaires en béton armé	0.0466	0.9
Ossature en charpente métallique contreventée par palées excentrés	0.0731	0.75
Ossature en Charpente métallique contreventée par palées ductiles	0.0731	0.75
Autres types	0.0488	0.75

Pour l'Équation 2.126 qui a été présenté dans le code américain depuis les années 1970, l' ASCE 7-10 limite son utilisation pour des immeubles inférieures à 12 étages avec une hauteur d'étage d'au moins 3.048m.

2.5 Règlements avec interaction sol structure

Dans la majorité des codes de construction actuels, les charges sismiques de conception à considérer pour dimensionner les structures sont calculées en négligeant l'interaction sol structure (ISS) ; la réponse dynamique est obtenue en supposant qu'elles sont encastrées à leur base. Cette hypothèse a été adoptée par les codes sur la conviction que l'ISS joue un rôle toujours favorable en diminuant les forces d'inertie agissant sur les structures. Ce postulat s'avère exact pour la majorité des bâtiments et des environnements sismiques mais il conduit à des dimensionnements souvent trop conservateurs et qui ne s'inscrivent pas dans l'approche de conception sismique par performance. De plus, des observations post-séismes ont mis en évidence que l'ISS pouvait être préjudiciable pour certains édifices construits sur des sols non conventionnels - Gazetas & Mylonakis - [G. Gazetas et al, 1998] . Dans le but d'optimiser le dimensionnement des bâtiments ou de prédire, de façon plus réaliste, leurs comportements sismiques, les codes de constructions internationaux commencent à introduire des clauses permettant de tenir compte de l'ISS dans la phase de conception [L.B. Antoine, 2009].

2.5.1 Selon le code PS92 Edition 1996 [PS92, 1996]

Lorsqu'un bâtiment comporte une infrastructure, on peut évaluer de façon approximative l'effet de l'interaction sol-structure en définissant une hauteur de dimensionnement H supérieure à H_0 hauteur de la structure au-dessus du sol- Figure 2.15 ; H définit en fait le niveau supposé de l'encastrement parfait ; il inclut une partie du sous-sol et traduit la flexibilité de ce sous-sol. La période fondamentale T est plus élevée, la pseudo accélération égale ou réduite et les déplacement plus grands que si on considère un encastrement au niveau du sol.

On trouve dans le règlement PS92 les indications suivantes :

$H = H_0$ si la structure est fondée sur un sol de très bonne résistance mécanique.

$H = H_0 + H_1/2$ si la structure est fondée sur un sol de résistance mécanique moyenne.

$H = H_0 + H_1$ si la structure est fondée sur un sol de résistance mécanique faible.

Les masses situées sous le niveau d'encastrement ne font pas partie de la masse sismique.

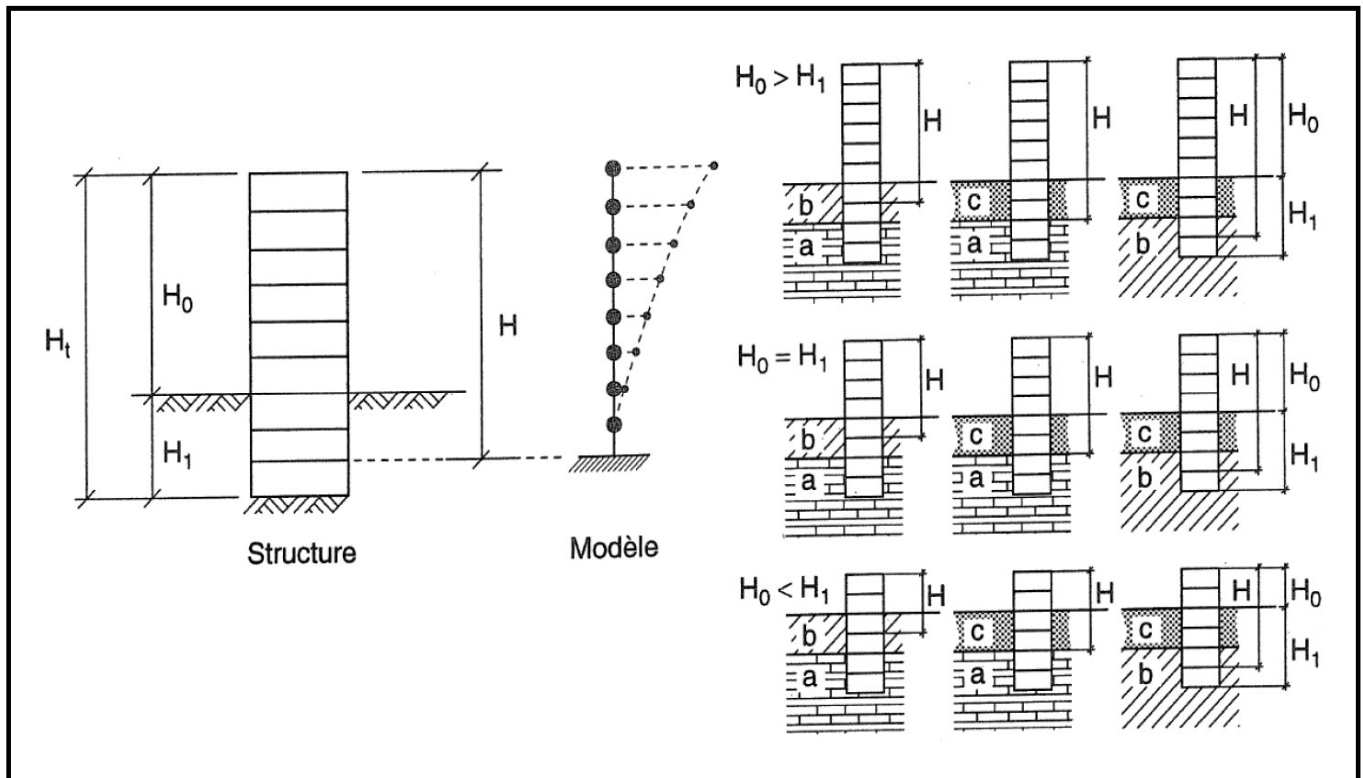


Figure 2.15. Hauteur de dimensionnement d'après PS92 [PS92, 1996].

2.5.2 Selon les codes ATC 1996 et ASCE 2000

Les codes ATC 40 [ATC, 1996] et ASCE 2000 [ASCE, 2000] proposent une méthode simplifiée pour tenir compte l'effet de l'ISS. La rigidité de l'interface sol structure et les non-linéarités associées au soulèvement des fondations sont représentées à l'aide d'une modélisation de type Winkler. La méthode est illustrée sur la Figure 2.16. Soit k_z et $k_{\theta y}$, les rigidités surfaciques associées aux rigidités verticale K_z et rotationnelle $K_{\theta y}$, calculées à l'aide des formules proposées par Gazetas 1991 et qui sont résumées dans le Tableau 2.7 [ASCE, 2000] et [FEMA 356, 2000].

Si la différence entre k_z et $k_{\theta y}$ est faible, les deux normes conseillent d'utiliser la rigidité surfacique la plus grande.

$$k_z = \frac{K_z}{BL} \quad \text{et} \quad k_{\theta y} = \frac{K_{\theta y}}{I_F} \quad (2.127)$$

Dans le cas contraire (rigidités surfaciques k_z et $k_{\theta y}$ fortement couplées), elles proposent d'avoir recours à une distribution non uniforme de la rigidité verticale des ressorts. La fondation se retrouve alors divisée en deux régions : une zone à chaque extrémité de la fondation pour modéliser l'effet de

la rigidité rotationnelle et une zone centrale à laquelle est associée la rigidité verticale. Pour le calcul de la rigidité surfacique de la zone centrale k_{mid} , la fondation est supposée comme étant infiniment longue (le rapport L/B tend vers l'infini). Cette condition permet d'obtenir l'expression de k_{mid} - Équation 2.128 [N.W. Trombetta, 2013].

$$K_{mid} = \frac{0.73G}{(1-\nu)B} \quad (2.128)$$

μ : Coefficient de Poisson du sol.

G : Module de cisaillement dynamique.

Pour ce qui est de la rigidité surfacique des zones d'extrémités k_{end} , les deux normes supposent que leur longueur vaut $B/6$. Cette condition permet d'obtenir l'expression de k_{end} Équation 2.129.

$$K_{end} = \frac{6.83G}{(1-\nu)B} \quad (2.129)$$

Finalement, cette variation de la rigidité le long de la fondation procure implicitement au système une rigidité rotationnelle. En plus de cette variation de la rigidité verticale, le long de la fondation, les deux normes conseillent de rapprocher les ressorts dans les zones d'extrémité dans le cas où les systèmes étudiés sont fortement dominés par le basculement des fondations.

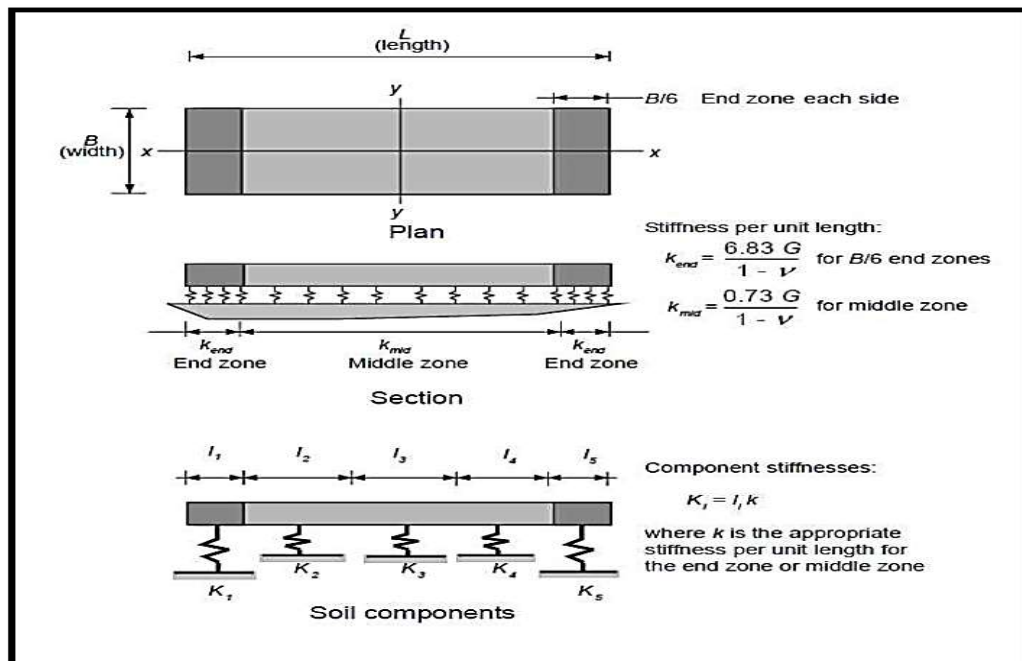
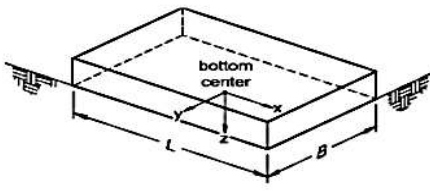
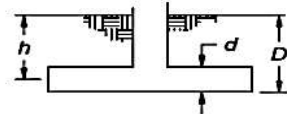


Figure 2.16 Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 [FEMA 356, 2000] et dans l'ATC 40 pour représenter l'interaction sol-structure [ATC, 1996]

Tableau 2.7 Équations proposées dans le FEMA 356] pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides.

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L \geq B$</p>
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

2.5.3 Selon le code BSSC 2003

Une expression similaire est recommandée par le règlement BSSC [BSSC, 2003] pour une structure fondée sur dalle :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + 25\alpha_{ss} \left(\frac{r_a \bar{h}}{V_S^2 T^2} \right) \times \left[1 + \left(\frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3} \right) \right]} \quad (2.130)$$

Sachant que : $\bar{h} = 0.7H$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_F}{\pi}} \quad \text{et} \quad r_a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.131)$$

α_{ss} : Paramètre relatif de la densité de structure et du sol $\alpha_{ss} \approx 0,15$.

V_S : Vitesse de l'onde de cisaillement.

A, I_F : Aire et Moment d'inertie de la fondation.

α_θ : Paramètre dépendant de la rigidité de la fondation.

2.5.4 Selon le code CNRC 2005

Le Code National du Bâtiment du Canada 2005 [CNRC, 2005] suppose que les bâtiments reposent sur des sols stables et résistants (sites de catégorie C). Cependant, il reconnaît que, dans la plupart des cas, les édifices sont construits sur des fondations flexibles et que l'ISS modifie leurs caractéristiques dynamiques. Tout d'abord, les périodes naturelles de vibration des structures, incluant les fondations, sont plus élevées. Ensuite, l'amortissement est plus important. Enfin, l'ISS peut modifier le signal sismique incident ainsi que la réponse de la structure. Sa prise en compte tend à réduire les efforts se développant dans la structure mais l'augmentation de la flexibilité de cette dernière conduit à une augmentation des déplacements. C'est pour cette raison que le NBCC 2005 [NBCC, 2005] conseille de tenir compte de l'ISS lors de l'étude de structures non conventionnelles. Une analyse détaillée du problème peut être menée en utilisant des méthodes basées sur les éléments finis. Pour ce qui est de la conception des fondations, le NBCC 2005 stipule que, dans le cas où le soulèvement des fondations est utilisé comme mécanisme de dissipation d'énergie sismique, les efforts de conception n'ont pas besoin d'être supérieurs à ceux correspondant à $R_d R_0 / 2$ fois ceux obtenus d'une analyse dynamique modale ou d'une analyse statique équivalente. Bien que le NBCC 2005 reconnaît l'influence de l'ISS sur le comportement des structures, aucune procédure n'est explicitement présentée afin d'en tenir compte lors d'analyses dynamiques.

2.5.5 Selon le code ASCE 2006 [FEMA 450, 2003]

Le code ASCE 2006-FEMA 450 [Chapitre 11. Infrastructures et fondations des bâtiments] propose une relation de calcul de la période T de la structure calculée en ignorant l'interaction sol-structure (base fixe) et la période T^* qui tient compte de l'interaction sol-structure (base flexible).

T^* est calculée par :

$$T^* = T \left[1 + \frac{k^*}{k_h} \left(1 + \frac{k_h H_e^2}{K_\phi} \right) \right]^{0.5} \quad (2.132)$$

Dans cette relation, k^* est la raideur de la structure à base fixe :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{eff}}{k^*}} \Rightarrow k^* = 4\pi^2 \left(\frac{M_{eff}}{T^2} \right) \quad (2.133)$$

Où:

H_e : Hauteur efficace de la structure avec $H_e = 0.7 H$

M_{eff} : Masse efficace de la structure. On admet $M_{\text{eff}} = 0.7 M_b$, sauf pour les structures à 1 seul niveau où on prend $M_{\text{eff}} = M_b$.

k_h : Raideur de la fondation pour un déplacement horizontal, c'est-à-dire la force qui appliquée au niveau de la fondation provoque un déplacement unitaire à ce niveau (force et déformation mesurées pour la direction sismique considérée).

k_ϕ : Raideur de la fondation pour un mouvement de balancement, c'est-à-dire le moment qui produit une rotation moyenne unitaire (moment et rotation étant mesurés dans la direction considérée d'action sismique).

k_h et k_ϕ sont calculés par les relations indiquées plus bas, en considérant des propriétés des sols compatibles avec les déformations attendues (Notion de raideur sécante – Figure 2.17).

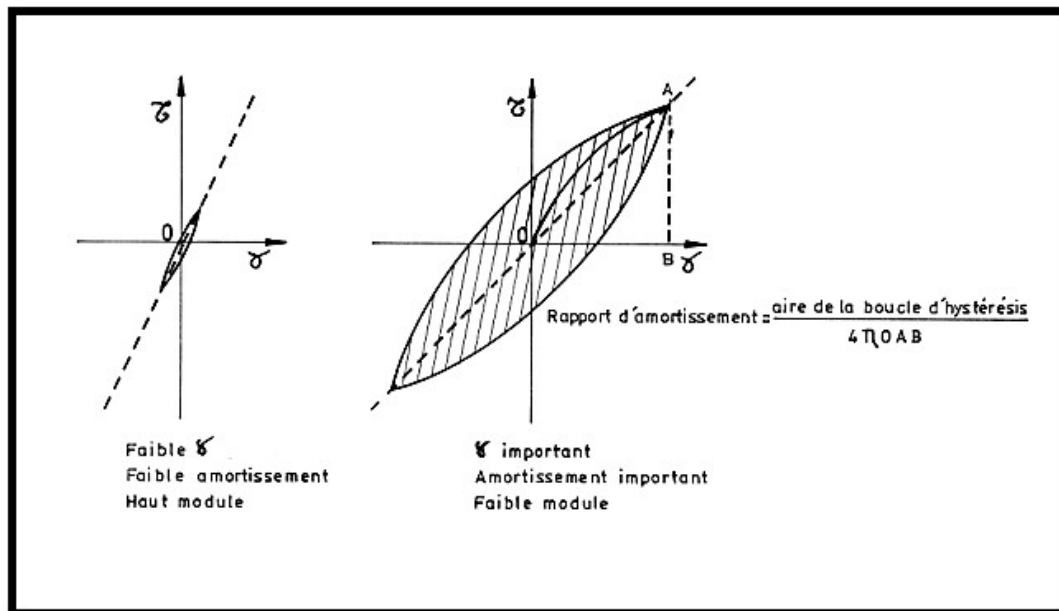


Figure 2.17 Notion de raideur sécante le code ASCE 2006 et FEMA 450 [Chapitre 11. Infrastructures et fondations des bâtiments]

Remarque : pour la structure à un seul niveau, on prend : $H_e = H$

Le module G pour une analyse élastique est un module sécant qui dépend de l'importance des déformations attendues au sol. Pour des structures dont le radier est pratiquement à la surface du sol ou pour des structures dont l'infrastructure est enterrée sans qu'il y ait de contacts latéraux significatifs avec le sol, on a, pour une fondation circulaire de rayon r :

$$k_h = \left[\frac{8\alpha_Y}{2-\nu} \right] Gr_0 = \frac{8Gr_0}{2-\mu} \Rightarrow \alpha_Y \approx 1 \quad \text{sous \cdot seisme} \quad (2.134)$$

$$k_\phi = \left[\frac{8\alpha_\theta}{3(1-\nu)} \right] Gr_0 \Rightarrow \alpha_\theta \approx 1 \quad \text{en \cdot statique} \quad (2.135)$$

Le module de cisaillement G du sol pour de grandes déformations est estimé, sur base du module G_0 mesuré pour de petites déformations comme indiqué au [Tableau 2.8](#).

De même, la vitesse des ondes de cisaillement V_s dans le sol aux grandes déformations est calculée sur la base de V_{s0} vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol pour de petites déformations (10^3 ou moins).

Tableau 2.8 Valeurs de G / G_0 et V_s / V_{s0} .

	$\rho \cdot a_{SM} \cdot S$			
	≤ 0.10	0.15	0.20	≥ 0.30
G / G_0	0.81	0.64	0.49	0.42
V_s / V_{s0}	0.90	0.80	0.70	0.65

ρ : Masse volumique du sol.

S : Pseudo accélération de calcul

a_{SM} : Adhésion entre sol et mur

α_θ : Paramètre dépendant de la rigidité du balancement de la fondation et la structure

Pour des bâtiments classiques, sans infrastructure profonde, c'est-à-dire avec un rapport de la profondeur d au rayon r_0 de la fondation tel que $d/r_0 < 0.5$, on évalue α_θ par le [Tableau 2.9](#) :

Tableau 2.9 Valeurs de α_θ

$q / V_s T$	α_θ
< 0.05	1
0.15	0.85
0.35	0.7
0.5	0.6

Si l'infrastructure est profonde, c'est à dire si $d/r > 0,5$, on évalue k_h et k_ϕ par :

$$k_h = \left(\frac{8Gr_0}{2-\nu} \right) \times \left(1 + \frac{2d}{3r_0} \right) \quad (2.136)$$

$$k_\phi = \left(\frac{8Gr_0\alpha_\theta}{3(1-\nu)} \right) \times \left(1 + \frac{2d}{r_0} \right) \quad (2.137)$$

Ces valeurs sont sensibles au degré de compaction des remblais le long des parois verticales et il faut évaluer l'encastrement réalisé au niveau des parois latérales de la fondation.

- Pour les fondations isolées, on suppose que chaque semelle est le siège d'un balancement et d'une translation horizontale et on peut estimer la raideur totale pour une translation comme la somme des raideurs individuelles Σk_{hi} .
- Pour estimer la raideur de balancement totale, il faut s'interroger sur le comportement global de la fondation.

*-Si on peut considérer qu'elle pivotera comme un corps rigide, la raideur de balancement totale à la somme $\Sigma k_{vi} x_i^2$.

*- Si on considère que chaque semelle pivote, la raideur de balancement totale est égale à la somme $\Sigma k_{\phi i}$.

Dans le cas général :

$$k_\Phi = \Sigma k_{vi} x_i^2 + \Sigma k_{\phi i} \quad (2.138)$$

k_{hi} : Raideur en translation horizontale pour la semelle i , k_{vi} : Raideur en translation verticale pour la semelle i , $k_{\phi i}$: Raideur en balancement pour la semelle i

x_i : Distance de la semelle i à l'axe de balancement pour la direction x de séisme considérée.

$$k_{hi} = K_{xi} = \left(\frac{8G_i r_{ai}}{2-\nu} \right) \times \left(1 + \frac{2d}{3r_0} \right) \quad \text{et} \quad k_{vi} = \left(\frac{4G_i r_{ai}}{1-\nu} \right) \times \left(1 + \frac{0.4d}{r_0} \right) \quad (2.139)$$

$$K_{\phi i} = \left(\frac{8G_i r_{mi}^3}{3(1-\nu)} \right) \times \left(1 + \frac{2d}{r_0} \right) \quad (2.140)$$

Avec :

$$r_{ai} = \sqrt{\frac{A_i}{\pi}} \quad \text{et} \quad r_{mi} = \sqrt[4]{\frac{4I_{Fi}}{\pi}} \quad (2.140)$$

d : Profondeur d'encrage de la semelle i .

Si la semelle est en surface ou si le remblai n'est pas compacté, il est prudent de considérer $d = 0$.

**PRESENTATION DU MODELE
PROPOSE EN PRESENCE DE
L'INTERACTION SOL STRUCTURE ISS**

Ce chapitre a été structuré de la manière suivante :

- Section 3.1 : Objectifs, approches et hypothèses du modèle proposé pour l'évaluation de la période fondamentale avec interaction sol structure ISS.
- Section 3.2 : Description du modèle ISS.
- Sections 3.3 : Présente avec une manière détaillée la formulation du modèle proposé.

3.1. Objectifs, approches et hypothèses du modèle ISS

3.1.1 Objectifs

- Proposer un modèle simplifié traitant l'interaction sol structure en dehors de l'interaction cinématique.
- Développer une formulation analytique décrivant la période fondamentale des bâtiments contreventés par portique « RC Frame » en tenant compte l'interaction sol structure ISS.
- Etudier l'effet du comportement du sol et des semelles (l'influence de la catégorie de site ; « Application des règles parasismiques algériennes RPA 2003 », masse du sol W_s , masse de la semelle W_F , l'inertie de la fondation I_F , types de fondation) et de la géométrie des bâtiments (la rigidité de flexion des poteaux et des poutres I_c et I_g , la hauteur totale du bâtiment H , et les nombres des travées et des poteaux...etc) sur la réponse sismique des bâtiments.

3.1.2 Approches [Chapitre 11. Infrastructures et fondations des bâtiments].

Pour représenter l'interaction sol structure, il y'a trois approches :

3.1.2A Approche 1

le modèle représente la structure et le sol depuis le bedrock jusqu'à la surface [Figure 3.1](#). Cette approche présente des difficultés, puisqu'il faut :

- Construire un modèle détaillé du sol, modèle qu'il faut quand même limiter et qui doit éviter les rebonds sur les frontières du modèle des ondes propagées dans le sol (nécessité d'éléments absorbants)
- Définir pour chaque élément de sol un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un amortissement.
- Définir des accélérogrammes au bedrock.

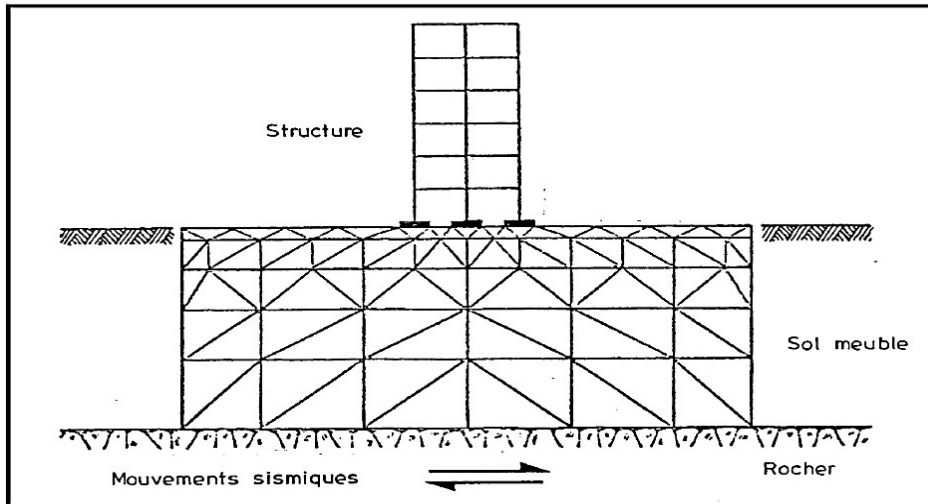


Figure 3.1 Approche 1 : modèle complet pour l'étude de l'interaction sol-structure.

3.1.2B Approche 2 « approche utilisée pour le modèle proposé »

On intègre dans un modèle la structure et une portion de sol associée à la structure à laquelle on attribue des caractéristiques représentatives de la flexibilité et l'amortissement du sol.

Cette deuxième approche permet des analyses plus simples. On y sépare le sol et la structure, de sorte que le mouvement du bâtiment soit égal à la somme :

- Du mouvement que prend le bâtiment supposé sans masse sous l'action sismique en base : interaction cinématique
- Du mouvement du bâtiment résultant de l'interaction cinématique : interaction inertielle.

Pour une structure dont les fondations peuvent être considérées comme superficielles, l'interaction cinématique est négligeable : le bâtiment suit les mouvements de la surface du sol et on peut étudier l'interaction sol-structure dans un modèle unique où le sol est modélisé par des ressorts amortis Figure 3.2.

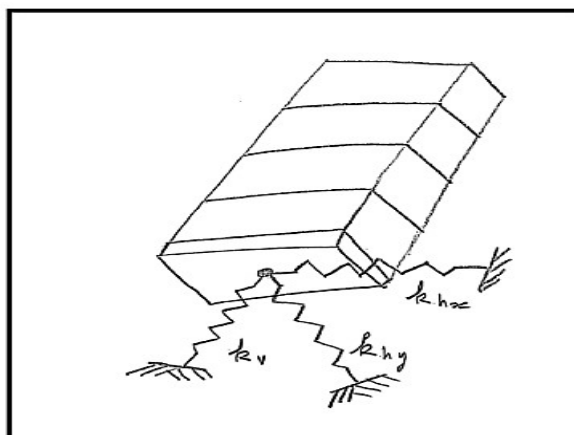


Figure 3.2 Approche 2 : modèle où la fondation est représentée par des ressorts.

3.1.2C Approche 3 : des méthodes d'usage encore plus simple ont été établies, qui ne demandent pas une représentation explicite des fondations : la structure est encastrée en base et on traduit l'influence de l'interaction inertielle par des relations de modifications des sollicitations calculées dans cette hypothèse - le cas du règlement ASCE 2006 [FEMA 450, 2003] – voir détail CHAPITRE 2 Règlements avec interaction sol structure- Figure 3.3.

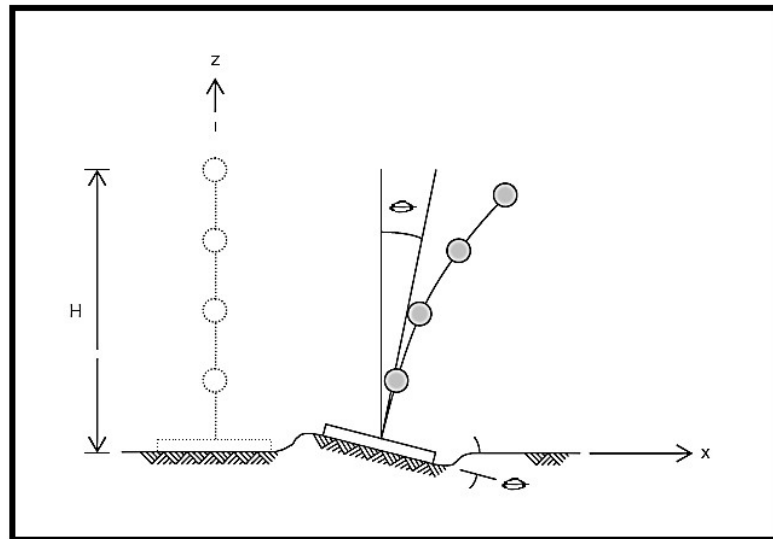


Figure 3.3 Approche 3 : modèle où la structure est encastrée en base et on traduit l'influence de l'interaction inertielle.

3.1.3 Hypothèses

3.1.3A Sur la super structure

Cette formulation est fondée sur la vibration d'une console continue à base souple et sur le concept de Thompson [W.T. Thompson, 1981] et Adeli [H. Adeli, 1985] (Une sous-structuration dynamique qui permet de découpler la déflexion de cette dernière, en domaine de déformation en cisaillement qui provoque un mode T_s et en domaine de déformation en flexion avec le mode T_b), mais avec une translation et un balancement (Rocking) de la console sur sa base par suite des déformations du sol (l'effet du sol).

D'après des analyse des bâtiments instrumentés par diverses publications scientifiques –Bard [P.Y. Bard, 1988] et [P.Y. Bard et al, 1992], Farsi [M. Farsi, 1996], Paolucci [R. Paolucci, 1993], Meli [R. Meli et al, 1998], les bâtiments fondés sur sols mous sont très souvent animés d'un mouvement de basculement très fort, essentiellement dû à l'interaction sol-structure. Ceci a été observé même pour des structures fondées sur pieux. Par « mouvement fort », nous voulons dire que le mouvement basculant représente plus de 10 % du mouvement de flexion pure. Dans quelques cas particuliers, cette proportion atteint 100 %, comme le rapportent, par exemple, [P.Y. Bard et al, 1992]. Ces auteurs ont observé des moments de basculement agissant au niveau du sol et générant des ondes sismiques

assez énergétiques, pour cela on a adopté dans notre modèle l'effet du basculement de la semelle qui a été négligé par le concept d'Adeli [P. Gueguen et al, 2013].

En résumé, bien qu'aucune observation claire n'ait été faite sur l'effet de la présence de structures sur le mouvement du sol en « champ libre » pendant des tremblements de terre, l'ensemble des observations démontre que les effets d'interaction sol-structure peuvent être considérables.

3.1.3B Sur l'Infra Structure - Semelles

Les trois types de semelles, isolées, filante et radier ne sont pas posées sur un sol infiniment raide. Il y a toujours une rotation de la semelle sous l'application de la charge sismique. Dans ce cas on ne peut pas parler d'un encastrement parfait, ce qui corrige le concept d'Adeli.

3.1.3C Sur le Sol

Le modèle utilisé pour tenir compte de l'effet du sol repose sur le concept de matériau *QzSimple1*.

Le matériau *QzSimple1* a été implémenté dans par Boulanger [R.W. Boulanger et al, 2000b]. Le principe général de ce matériau repose sur l'hypothèse que le sol peut être subdivisé en deux zones : une zone à proximité de la fondation, nommée champ proche, et une autre plus éloignée, nommée champ lointain. Le champ lointain correspond à la région dans laquelle l'interaction entre le sol et la structure est négligeable (*l'interaction cinématique ou l'effet de site*); le comportement de cette zone est influencé uniquement par la propagation des ondes sismiques et la dissipation d'énergie est de type radiale (amortisseur visqueux). Le champ proche représente la partie du milieu en interaction avec la fondation ; toutes les non-linéarités (géométrique, matérielle) y sont concentrées. [L.B. Antoine, 2009].

Compte tenu de la complexité des phénomènes mis en jeu, par convention, il est admissible de conduire l'effet du sol sur l'analyse d'interaction sol structure en retenant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le profil de sol est représenté par des couches de sol assimilées à des couches horizontales homogènes(solide élastique) avec des propriétés mécaniques connues et constantes au cours du séisme - la construction en zone sismique, article 5.3 modélisation de l'interaction sol structure ISS pp 145 [V. Davidovici, 1999].
- Le champ d'onde incident est représenté par des ondes de volume à propagation verticale.
- L'influence des structures avoisinantes est négligée.
- Le mouvement sismique est spécifié à la surface du sol en champ libre.
- Il est courant de modéliser le bâtiment (ainsi que la fondation filante) par un élément de poutre caractérisé par une rigidité (EI) et de modéliser le sol comme *un milieu élastique homogène et isotrope* Burland [J.B. Burland et al., 1977] ; Potts [D.M. Potts et Al, 1997]

; Frantziskonis [G. Frantziskonis et al, 2003] ; Franzius [J.N. Franzius et al, 2005] ; Dimmock [P.S. Dimmock et al, 2008] ; Deck [O. Deck et al, 2010].

- La prise en compte du sol se fait naturellement par l'introduction à la base de la superstructure d'une condition d'appui, à la fois élastique et dissipative, dépendant de la fréquence [P. Roussillon, 2006].

3.1.4 Hypothèses Sur l'interaction Sol-Structure ou l'effet des conditions de site dans la réponse sismique des structures

Le modèle proposé pour l'interaction sol structure est basé sur une correction radicale du concept d'Adeli. Cette correction au niveau de la base (base mobile au lieu d'une base rigide).

3.1.4A Concept d'Adeli [H. Adeli, 1985]

Afin de réaliser l'analyse dynamique d'une structure reposant sur un sol, on pourrait être tenté de considérer le mouvement en champ libre à la surface du sol comme mouvement à la base de la structure. La base est considérée comme rigide par rapport à la fondation, la longueur d'onde de sollicitation est très grande par rapport à la taille de la fondation, de sorte que le mouvement en profondeur, au niveau du contact sol-fondation, et en surface sont en phase. Le mouvement à la base va donc directement se reporter au centre de masse sous forme de forces d'inertie, entraînant la déformation de la structure (deuxième loi de Newton). Cette déformation va naturellement conduire à l'apparition d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant (*cisaillement*) qui traduisent la réaction du rocher indéformable. Aucune déformation du sol n'est à attendre à la base de la fondation et le mouvement en champ libre n'est pas perturbé par la présence de la fondation. On dira alors que la structure est à base fixe ou rigide. On peut aussi exprimer la réponse de la structure en fonction de la fixité de sa base. Ainsi, le comportement de la structure à base fixe sera obtenu en considérant une structure fondée sur rocher, les mouvements de la fondation étant à ce moment-là bloqués.

Par opposition, dans notre cas on parlera de structure à *base mobile* quand elle sera fondée sur un sol pour autoriser un déplacement relatif de la fondation par rapport au sol.

Dans le cas d'une structure sur sol souple, on adopte le Principe de Guéguen qui consiste à la décomposition de l'interaction sol-structure Figure 3.4 [P. Guéguen, 2000].

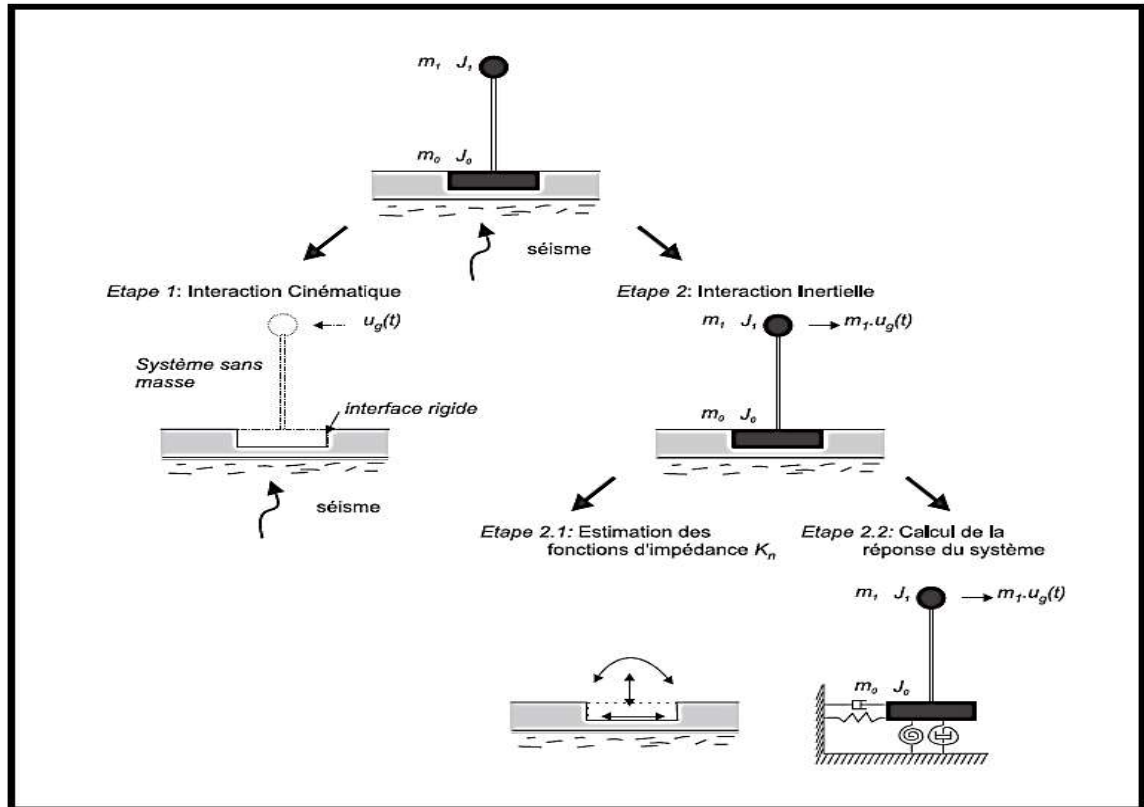


Figure 3.4 Principe de décomposition de l'interaction sol-structure d'après Guéguen [P. Guéguen, 2000]

3.1.4B Interaction Cinématique

On sait que des hétérogénéités peuvent provoquer des perturbations du champ d'onde. Par exemple, des irrégularités situées au niveau du contact sol-substratum peuvent provoquer des interactions entre les ondes de surface et les ondes de volume [N.R. Hill et al, 1984] ; [A.R. Levander et al, 1985] et [F.J. Chavez-Garcia et al, 1990], ainsi qu'à la surface du sol [A. Wirgin et al, 1989] ; Puisque la fondation peut être considérée comme rigide par rapport au sol, la compatibilité cinématique entre la déformation du sol et des parois de la fondation va induire un champ diffracté. En effet, en absence de fondation, les mouvements à la surface et à la profondeur du contact entre le sol et la fondation sont en phase, ce qui ne sera plus le cas en présence d'une fondation rigide. Par suite de la présence d'un corps rigide placé soit dans le sol, soit sur le sol, le mouvement de la fondation diffère notablement du mouvement sismique sans la présence de cette hétérogénéité, c'est-à-dire le mouvement sismique en champ libre.

Si la fondation n'est pas enfouie, on imagine aisément que l'interaction va se produire quand la longueur d'onde devient du même ordre de grandeur que la fondation. Si la fondation est enfouie, l'interaction sera d'autant plus forte que l'enfouissement sera important et que la dimension sera grande. Par exemple, Trifunac [M.D. Trifunac, 1972], Wong [H.L. Wong et al, 1977] et Moslem et

Trifunac [K. Moslem et al, 1987] ont montré analytiquement que le mouvement sismique observé à proximité d'une structure était fortement contaminé par les ondes diffractées sur le contact rigide sol-fondation. En général, une composante de rotation du mouvement de la fondation apparaît. Gazetas [G. Gazetas ^a, 1991] propose en 1991 une méthode simplifiée afin d'estimer les composantes de translation et de rotation de la fondation à partir du mouvement incident. Elles dépendent essentiellement du type de fondation et de l'incidence des ondes sismiques. Leur effet n'est pas critique puisqu'elles ont tendance à réduire le mouvement sismique.

L'interaction cinématique peut être considérée comme un effet du second ordre, ne se développant qu'à l'échelle des mouvements différentiels dans la structure. Elle n'aura des conséquences que pour des structures exceptionnelles avec de longues fondations et très enfouies.

L'interaction sol structure est significative, alors au voisinage de la résonance du système, *les mouvements de la fondation dans l'interaction cinématique sont très petits par rapport aux mouvements dans l'interaction inertielle*. Avec cette propriété, les caractéristiques essentielles du système sol structure peuvent être identifiées sans qu'il soit nécessaire d'aborder la question complexe de l'interaction cinématique [P. Roussillon, 2006].

3.1.4C Interaction inertielle

L'inertie développée dans la structure provoque les déplacements de la fondation (et par conséquent de la structure) par rapport au sol. Puisque le sol est souple, il va se déformer sous l'action des efforts transmis par la fondation. Il en résulte un champ de déformation additionnel qui va se propager dans le sol sous forme d'ondes sismiques. La réponse de la structure va être influencée par les conditions de sol puisque plus le sol est souple, plus la structure va se comporter comme un corps rigide. Par conséquent, les déformations internes vont être réduites [Figure 3.5](#).

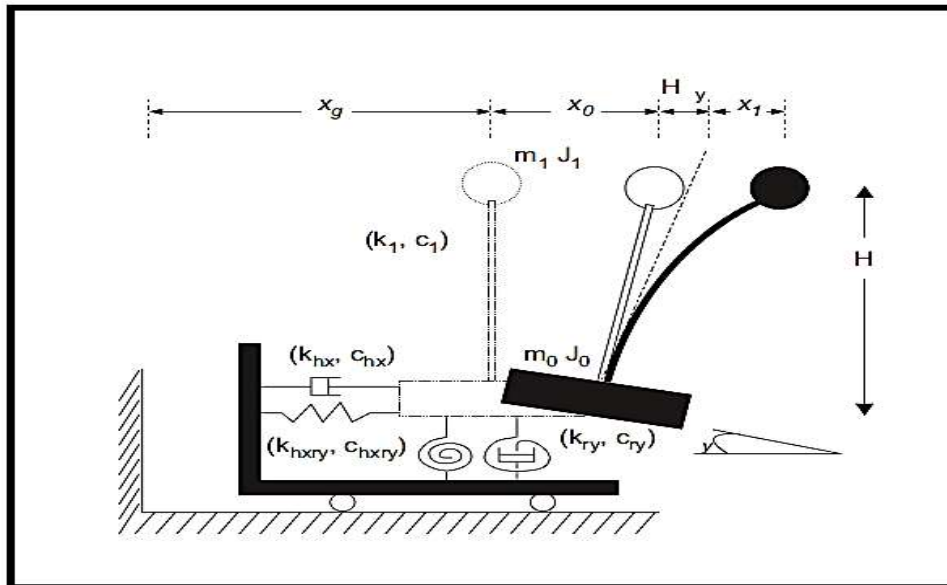


Figure 3.5 Représentation d'un système à 1DDDL soumis à une sollicitation de type séisme et intégrant l'interaction sol structure.

Richart et Whitman [F.E. Richart et al, 1967] étendirent en 1967 les travaux de Hsieh [T.K. Hsieh, 1962] et Lysmer [J. Lysmer, 1965] à l'ensemble des mouvements de vibration d'une structure. Ils proposèrent pour les modes de translation (h_x , h_y et h_z) et pour les modes de rotation (torsion r_z , flexion r_x et r_y) des formules de rigidité et d'amortissement statiques. Une époque charnière dans l'évaluation de l'ISS correspond à la publication à peu près en même temps de deux articles [J.E. Luco et al, 1971] et [A.S. Veletsos et al, 1971]. Ils exprimèrent la solution de la réponse dynamique d'une fondation circulaire fondée sur un demi-espace infini et élastique, soumis à une force harmonique extérieure. Ils établirent cette solution pour une fondation sans masse, à l'aide d'une expression qui relie les déplacements aux efforts, pour des forces harmoniques verticales, horizontales, de flexion et de torsion : ce sont les **fonctions d'impédance K**.

3.1.5 Hypothèse sur l'interaction sol-fondation

Le phénomène d'interaction sol- fondation est fortement affecté par la raideur de la structure qui dépend essentiellement de sa forme et des matériaux de construction utilisés.

Pour le calcul des fonctions d'impédance K ou des raideurs qui s'exercent sous une fondation reposante sur un milieu élastique, on adopte dans notre cas le modèle de Winkler 1867.

3.1.5A Modèle de Winkler

Le modèle Winkler, développé par Winkler 1867, est un modèle simple qui explique le comportement de la fondation et du sol. Le modèle consiste à discrétiser le sol dans la direction longitudinal sous la fondation par une série de ressorts similaires et indépendant.

L'action latérale est découplée par la raideur vertical k_v et la Raideur de balancement k_ϕ [H.El Ganainy et al, 2009]. Ce modèle suppose que la réaction de la fondation en un point particulier est proportionnelle au déplacement du sol, par conséquent, le modèle est considéré comme un modèle à un seul paramètre dépendant de l'élasticité des ressorts [H. Garðarsson, 2012]. Voir Figure 3.6.

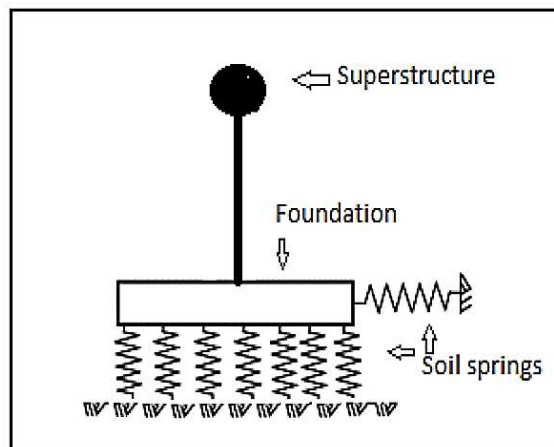


Figure 3.6. Modèle de Winkler

3.2 Description du modèle ISS

Le modèle proposé pour l'interaction sol structure ISS est présenté dans la Figure 3.7.

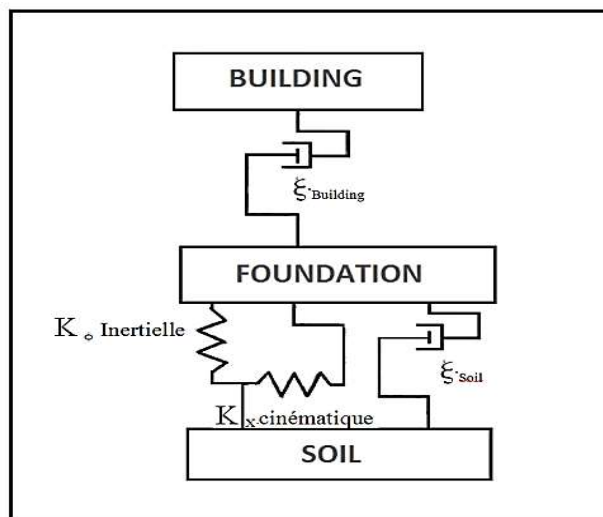


Figure 3.7 Modèle schématique pour le modèle d'interaction sol structure « Modèle proposé »

Ce modèle a permis de décomposer l'analyse du système sol structure en deux étapes : l'interaction cinématique entre le champ sismique incident et la fondation rigide, et l'étude des vibrations de la

structure en appui sur les ressorts de sol et excitée par la force sismique équivalente (interaction inertielle) Figure 3.8.

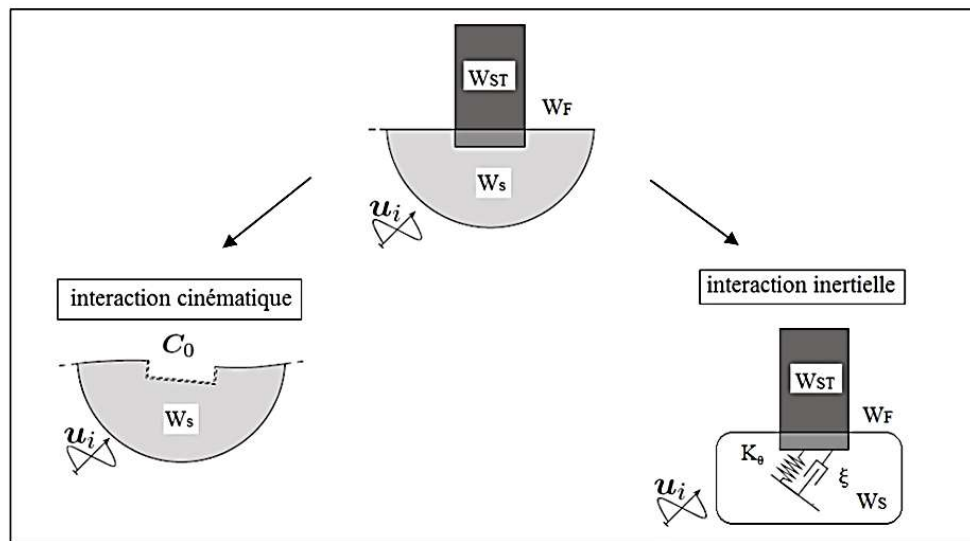


Figure. 3.8 Décomposition en deux étapes du calcul de la réponse du système sol structure

Sur l'interaction inertielle on se base pour développer une formulation pour la période fondamentale en tenant compte de l'ISS. Ces deux étapes l'interaction inertielle et cinématique constituent des problèmes indépendants et chacun d'eux est un sujet de recherche. L'interaction cinématique, cependant, n'a qu'un intérêt secondaire dans le contexte de cette étude puisqu'elle n'agit pas sur les caractéristiques modales du système sol structure sur lesquelles portent l'essentiel de ce travail.

3.3 Formulation du modèle

Sur la base de vibration d'une console uniforme pour laquelle les déformations par flexion et cisaillement sont prise en compte selon le concept d'Adeli [H. Adeli, 1985]. Ce concept a été étudié en détail par [T. Haithem, 2003] ; Des contributions posées par Adeli -Modèle sans ISS- montre l'existence des déflexions par flexion et cisaillement dans la période fondamentale des ouvrages sans interactions sol structure ISS, il a considéré deux cas limites :

- Cas I : la rigidité flexionnelle EI est assez grande et donc la déflexion par cisaillement est le facteur déterminant dans la période fondamentale, on appelle ce cas *mode de vibration par cisaillement*.
- Cas II : la rigidité de cisaillement GA/F_s est assez grande et donc la déflexion par flexion est le facteur déterminant dans la période fondamentale, on appelle ce cas *mode de vibrations par flexion*.

Cette décomposition est déjà citée par les travaux de Jacobsen pages 119-120 et 502-505 [L.S. Jacobsen et al, 1958]; Veletsos [A.S. Veletsos et al, 1977] et enfin par Inman pages 442-449 [D.J. Inman et al, 1996].

Dans le but de développer une formulation pour l'estimation de la période fondamentale sous l'effet de l'interaction sol structure ISS qui prend en compte l'importance relative des déflexions par *cisaillement*, *flexion* et *balancement* – *Rocking* (Concept de Veletsos) dans la réponse totale de système de contreventement, on considère le comportement d'un portique multi étages sous forces latérales, on le représente par la Figure 3.9.

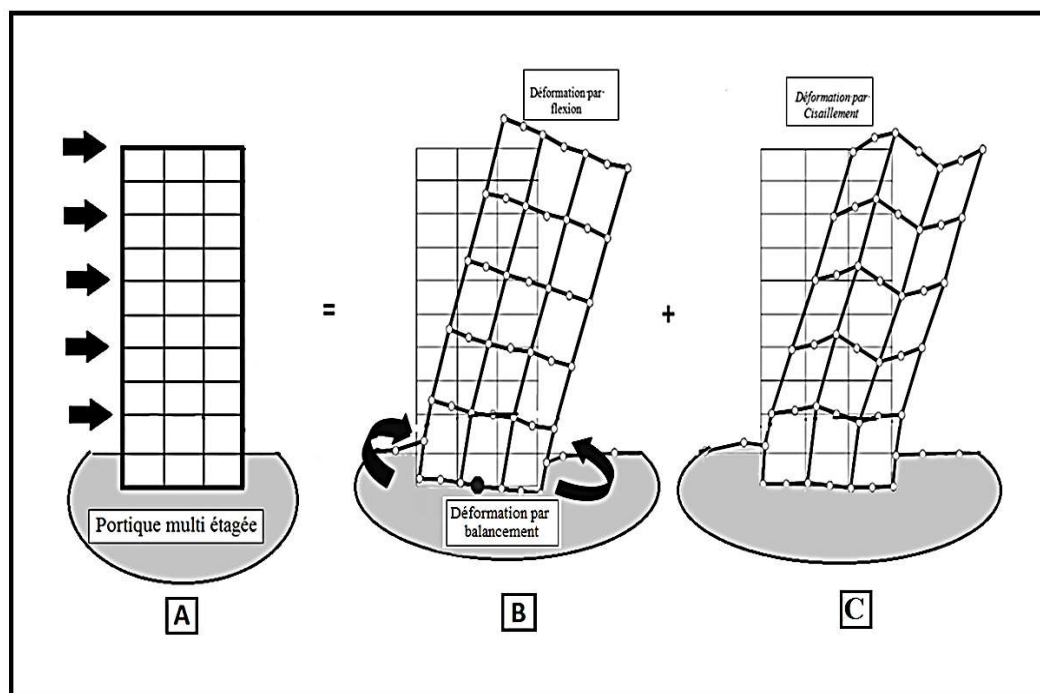


Figure 3.9 Comportement d'un portique multi étagée avec ISS

La déflexion latérale totale du portique avec ISS est constitué de :

- a) Déflexion par flexion qui est produite par les déformations axiales dans les poteaux ainsi que de la rotation du bâtiment sur sa base par suite des déformations du sol Figure 3.9B.
- b) Déformation par cisaillement qui est produite par les efforts tranchants dans les poteaux et les efforts tranchants dans les poutres. Ces efforts tranchants causent la flexion des poteaux et des poutres Figure 3.9C.

Après l'écriture des formules de la période de vibration par mode de cisaillement T_s^* et de flexion T_b^* séparément, la période fondamentale de vibration en tenant compte de l'ISS T^* du mode résultant sera calculée approximativement à partir des deux modes isolés par utilisation de l'équation de Dunkerley -Thompson [W.T. Thompson, 1981] comme suit :

Avec :

$$T^* = \sqrt{(T_s^*)^2 + (T_b^*)^2} \quad (3.1)$$

T_s^* : Période de vibration par mode de cisaillement avec ISS.

T_b^* : Période de vibration par mode de flexion avec ISS.

Dans ce qui suit, on présente les formules explicites pour les périodes en mode de flexion et cisaillement.

3.3.1 Mode de vibration par cisaillement avec ISS - T_s^*

Dans ce cas la déformation de flexion est négligeable et la déformation de cisaillement est le facteur déterminant pour le calcul de la période, selon Adeli [H. Adeli, 1985], la période en mode de cisaillement sans ISS est donnée par :

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s} = 4H \sqrt{\frac{\mu}{R_s}} = 4H \sqrt{\frac{W_{st}}{Hg} \times \frac{1}{R_s}} = 4 \sqrt{\frac{W_{st}H}{gR_s}} \quad (3.2)$$

Avec: W_{st} : Masse totale de la superstructure

H : Hauteur totale de la structure.

g : Accélération sismique.

R_s : Rigidité de cisaillement sans ISS qui est égale : AG/F_s

μ : Coefficient de poisson.

La période en mode de cisaillement avec interaction sol structure T_s^* est définie comme suit :

$$T_s^* = \frac{2\pi}{\omega_s^*} = 4H \sqrt{\frac{\mu}{R_s^*}} = 4H \sqrt{\frac{W^*}{Hg} \times \frac{1}{R_s^*}} = 4 \sqrt{\frac{W^*H}{gR_s^*}} \quad (3.3)$$

W^* : Masse totale compris la structure, les semelles et le sol.

R_s^* : Rigidité de cisaillement qui tient compte de l'interaction sol structure ISS et donnée par : AG/F_s^*

F_s^* : Coefficient de sécurité avec ISS

Dans le cas ou :

- r : Coefficient de rigidité de cisaillement sans et avec ISS.
- m : Coefficient de masse sans et avec ISS.

On obtient :

$$\frac{T_s^*}{T_s} = \sqrt{\frac{W^*}{W_{st}} \times \frac{R_s}{R_s^*}} = \sqrt{m \times r} \quad (3.4)$$

Avec:

W_{st} : Masse totale de la superstructure.

$$m = \frac{W^*}{W_{St}} = \frac{W_{St} + W_F + W_S}{W_{St}} = 1 + \frac{W_F}{W_{St}} + \frac{W_S}{W_{St}} \quad (3.5)$$

W_F : Masse totale des fondations.

W_s : Masse totale du sol.

Et :

$$r = \frac{R_s}{R_s^*} \quad (3.6)$$

3.3.2 Mode de vibration par flexion avec ISS - T_b^*

Dans ce cas la déformation de cisaillement est négligeable par rapport à celle de flexion qui est le facteur déterminant pour calculer la période, selon Adeli [H. Adeli, 1985], la période en mode de flexion sans ISS T_b est donnée par :

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} = \frac{2\pi a H^2}{\eta^2} = 1.79 H^2 \sqrt{\frac{\mu}{EI_{St}}} = 1.79 H \sqrt{\frac{W_{St} H}{g EI_{St}}} \quad (3.7)$$

Avec : W_{st} : Masse totale de la superstructure.

H : Hauteur totale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur ou l'Accélération sismique.

E : Module d'élasticité de Young.

I_{St} : Moment d'inertie pour la super structure.

η : Constante qui est égale à 1.875

La période en mode de flexion avec ISS T_b^* est définie comme suit :

$$T_b^* = \frac{2\pi}{\omega_b^*} = 1.79 H^2 \sqrt{\frac{\mu^*}{EI^*}} = 1.79 H \sqrt{\frac{W^* H}{g EI^*}} \quad (3.8)$$

I^* : Moment d'inertie total de la structure avec ISS.

Alors on peut exprimer la période en mode de flexion avec ISS T_b^* en fonction de T_b

$$\frac{T_b^*}{T_b} = \sqrt{\frac{W^*}{W_{St}} \times \frac{I}{I^*}} = \sqrt{m \times \lambda} \quad (3.9)$$

λ : Coefficient du moment d'inertie sans et avec interaction sol structure ISS est donné par :

Ou :

I_{St} : Moment d'inertie de la super structure sans interaction sol structure.

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{I^*}{I_{St}} = \frac{I_{St} + I_F}{I_{St}} = 1 + \frac{I_F}{I_{St}} \quad (3.10)$$

I_F : Moment d'inertie de la fondation.

3.3.3 Mode de balancement - Rocking

3.3.3A Cas d'une semelle isolée « Sol rocheux S_1 , Sol ferme S_2 »

Selon la méthode simplifiée de Veletsos [V. Davidovici, 1999] ; [A.S. Veletsos et al, 1974] et [A.S. Veletsos et al, 1975]; On détermine l'expression de la raideur de balancement k_ϕ en fonction de la raideur de translation verticale de la semelle k_{vi} et en cumulant les raideurs de chacune des semelles:

Avec :

$$k_\phi = \sum k_{\phi i} + \sum k_{vi} y_i^2 \quad (3.11)$$

k_{vi} : Raideur de translation verticale de la semelle i.

$k_{\phi i}$: Raideur de balancement de la semelle i.

Y_i : Distance du centre de la semelle i à l'axe de balancement du système de fondations.

Les raideurs de la semelle i sont définies par les relations suivantes [V. Davidovici, 1999] :

$$k_{vi} = \frac{4Gr_{ai}}{1-\mu} \left[1 + \frac{2d_i}{5r_{ai}} \right] \quad (3.12)$$

$$k_{\phi i} = \frac{8Gr_{mi}^3}{3(1-\mu)} \left[1 + 2 \frac{d_i}{r_{mi}} \right] \quad (3.13)$$

$$r_{ai} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (3.14)$$

$$r_{mi} = \sqrt[4]{\frac{4I_o}{\pi}} \quad (3.15)$$

Les valeurs de G, d_i , r_{ai} , r_{mi} sont définies comme pour un radier rectangulaire.

d_i : Profondeur d'encrage de la fondation.

A : Aire de la fondation.

I_F : Moment d'inertie de la fondation.

G : Module de cisaillement dynamique du sol.

μ : Coefficient de poisson.

3.3.3B Cas d'un radier « Sol meuble S₃, Sol très meubles S₄ »

Par la méthode simplifiée de Veletsos [A.S. Veletsos et al, 1974] et [A.S. Veletsos et al, 1975] qui a été décrite par Souлумiac [R. Souлумiac, 1984] en s'appuyant aussi sur le texte de ATC 3 [ATC, 1978]. (*cette approche s'applique aux structures relativement régulières avec des fondations du type radier ou semelles isolées*) ; On détermine l'expression de la raideur de balancement K_ϕ d'un radier rectangulaire [V. Davidovici, 1999] :

$$K_\phi = \frac{8 \times G \times r_0^3}{3 \times (1 - \mu)} \quad (3.16)$$

G : Module de cisaillement dynamique du sol :

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.17)$$

μ : Coefficient de poisson du sol

r_0 : Rayon du cercle équivalent d'une fondation ; Il est calculé comme suit :

$$r_m = \sqrt{\frac{A \times I_F}{\pi}} \quad (3.18)$$

A : Section équivalente qui est égale à celle de la fondation.

I_F : Moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface.

Donc :

$$k_\phi = \frac{8 \times G}{3 \times (1 - \mu)} \times \sqrt[3]{\frac{A \times I_F}{\pi}} \quad (3.19)$$

Finalement on obtient l'équation générale pour l'évaluation de la période fondamentale avec interaction sol structure :

$$T^* = \sqrt{mrT_s^2 + m\lambda T_b^2} \quad (3.20)$$

D'après Schuller [W. Schuller, 1977], le mode de cisaillement représente 80% de la valeur de la période sans ISS et 20% pour le mode de flexion, donc l'équation finale simplifiée pour l'évaluation de la période fondamentale en tenant compte de l'interaction sol structure ISS devient :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{m(0.64r + 0.04\lambda)} \quad (3.21)$$

Avec T : Période fondamentale calculée par les formules empiriques présentées dans les codes réglementaires sans tenant compte de l'interaction sol structure.

Une analyse statistique des résultats des simulations numérique pour plusieurs gammes des portiques, nous a conduit à déterminer les valeurs des coefficients m, r et λ pour chaque site.

3.4 Développement de la formulation pour les structures contreventées par portique

Dans ce qui suit, on va déterminer une formulation pour l'évaluation de la période fondamentale pour les structures contreventées par portiques, pour cela il faut définir approximativement la relation du glissement latéral de dernier niveau du portique en tenant compte de l'interaction sol structure ISS. Pour ce faire, on adopte les hypothèses de la méthode de l'analyse des portiques rigides – concept de Norris [C.H. Norris, 1976] et on suppose que sous l'action des forces latérales, les points d'inflexion (moment nul) sont localisés à mi-hauteur des poteaux et à mi travée des poutres Figure 3.10.

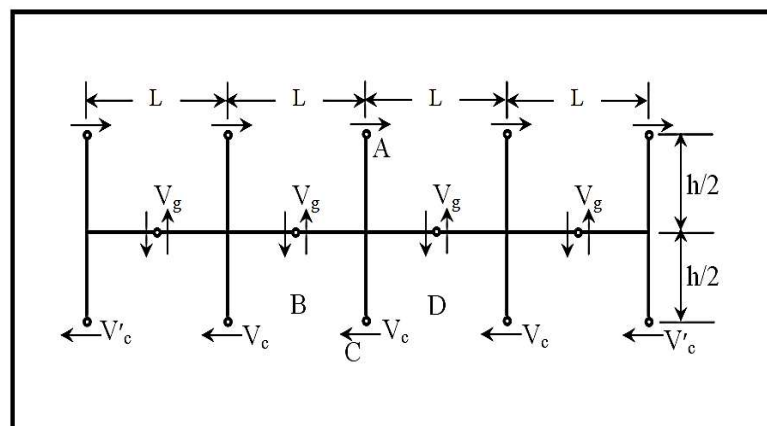


Figure 3.10 Position des points d'inflexion d'un portique sous forces latérales [C.H. Norris, 1976]

Ces hypothèses sont assez satisfaisantes pour les niveaux intermédiaires pour lesquels les raideurs des poteaux « I_c / h » est approximativement égale à celle des poutres « I_g / L ». Pour les trois niveaux inférieurs et supérieurs des bâtiments élevés, ces hypothèses doivent être modifiées selon le concept de Schueller [W. Schuller, 1977]. Cependant Dans le but de trouver l'équation de la période fondamentale, l'erreur commise n'est pas importante.

La Figure 3.11 montre une console après déformation sous l'effet des forces latérales. Le glissement total latéral de niveau U^* est égal à celui du panneau est peut être considéré comme la somme des déplacements sans interaction sol structure ISS U (la déflexion par flexion des poutres U_g et la déflexion par flexion des poteaux U_c) et des déplacements avec interaction sol structure ISS U_R (l'effet de balancement dus à l'effet du sol, ce concept est proposée par Veletsos [V. Davidovici, 1999]).

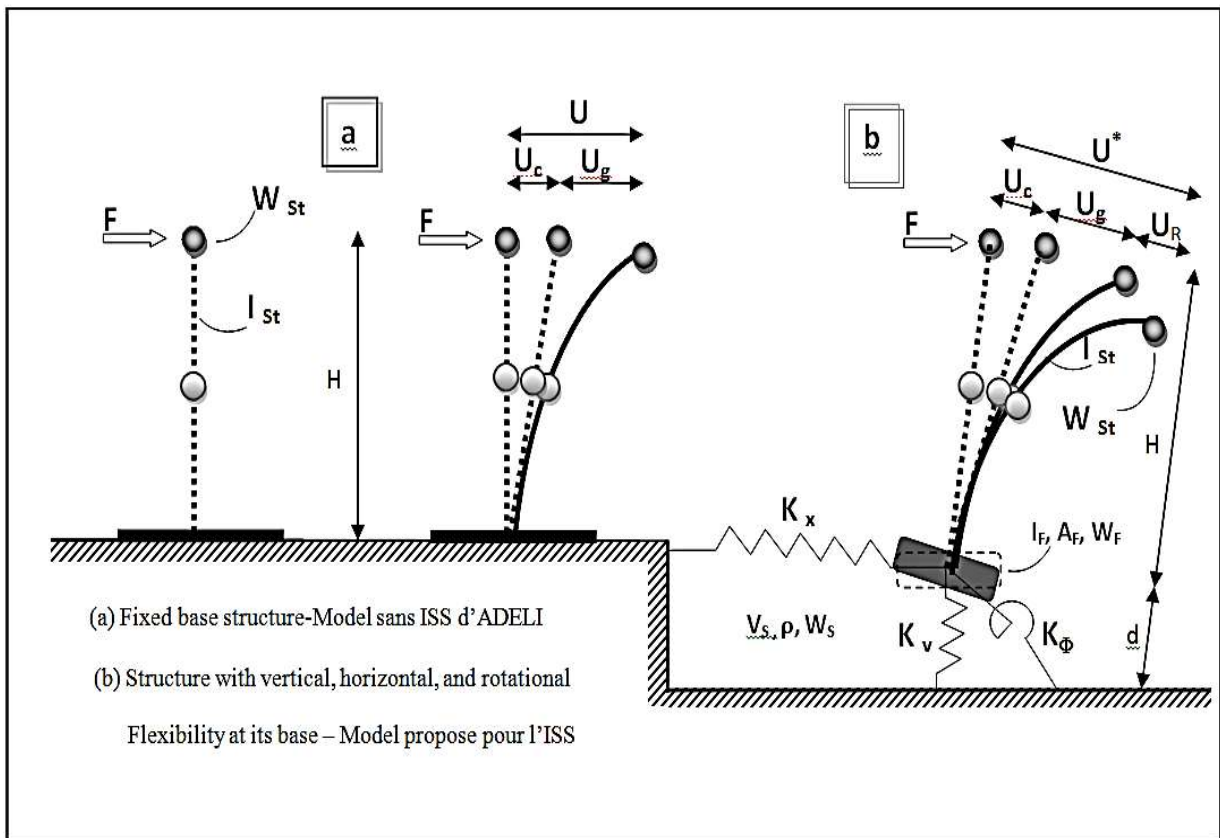


Figure. 3.11 Modèle propose pour le calcul des déplacements sous l'effet de l'ISS .

Le déplacement total sous l'effet de l'interaction sol structure ISS est donné par l'équation suivante :

$$U^* = U + U_R \quad (3.21)$$

Tel que :

U : Déplacement latéral sans interaction sol structure ISS donné par :

$$U = U_C + U_g \quad (3.22)$$

U_C : Déplacement du par l'effet de cisaillement des poteaux.

U_g : Déplacement du par l'effet de la flexion des poutres.

U_R : Déplacements du par l'effet de balancement.

Ce déplacement est exprimé par Adeli [H. Adeli, 1985] :

$$U = \frac{Vh^2}{12E} \left[\frac{L_{str}}{(N_c - 1)I_g} + \frac{h}{N_c I_c} \right] \quad (3.23)$$

Si on note la rigidité des poutres et des poteaux par $K_g = I_g/L$ et $K_c = I_c/h$, l'Equation 3.23 devient :

$$U = \frac{Vh^2 [(N_c - 1)K_g + N_c K_c]}{12EN_c(N_c - 1)K_g K_c} \quad (3.24)$$

V : Effort tranchant à la base de la structure encastrée.

I_c, I_g : Moment d'inertie des poteaux et des poutres respectivement.

N_c : Nombre des poteaux.

E : Module d'élasticité de Young.

K_g : Rigidité des poutres.

K_c : Rigidité des poteaux.

h : Hauteur d'étage.

L_{str} : Largeur de panneau.

Le déplacement total U^* due à l'effet de l'interaction sol structure ISS est calculé par la méthode simplifiée de Veletsos [V. Davidovici, 1999].

$$U^* = \frac{V^*}{V} \left[\frac{M_0 H}{k_\phi} + U \right] \quad (3.25)$$

V : Effort tranchant à la base de la structure encastrée.

V^* : Effort tranchant réduit correspondant à l'interaction sol structure ISS.

M_0 : Moment d'encastrement de la structure encastrée qui est égale à : $\frac{2HV}{3}$

k_ϕ : Raideur de balancement de la fondation.

H : Hauteur totale de la structure.

Bien entendu, la distribution des forces horizontales réduites sur la hauteur du bâtiment est la même que celle de la structure considérée sans la prise en compte de l'interaction sol structure.

Alors on peut exprimer la déformation de cisaillement correspondant au déplacement latéral sous l'effet de l'interaction sol structure ISS par :

$$\gamma^* = \frac{U^*}{H} = \frac{V^*}{V} \left[\frac{M_o}{k_\phi} + \gamma \right] \quad (3.26)$$

γ : Déformation de cisaillement correspondant au déplacement latéral sans ISS est exprimé par Adeli [H. Adeli, 1985] :

$$\gamma = \frac{U}{H} = \frac{Vh[(N_c - 1)K_g + N_c K_c]}{12EN_c(N_c - 1)K_g K_c} \quad (3.27)$$

Alors la rigidité de cisaillement équivalente sous l'effet de l'interaction sol structure qui doit être utilisée dans l'Équation 3.4 devient :

$$R_s^* = \frac{V^*}{\gamma^*} = \frac{V}{\frac{M_o}{K_\phi} + \gamma} = \left(\frac{3K_\phi}{3K_\phi + 2HR_s} \right) R_s \quad (3.28)$$

R_s : Rigidité de cisaillement équivalente sans ISS donnée par Adeli [H. Adeli, 1985] :

$$R_s = \frac{V}{\gamma} = \frac{12EN_c(N_c - 1)K_g K_c}{h[(N_c - 1)K_g + N_c K_c]} \quad (3.29)$$

Finalement en substituant R_s^* de l'Équation 3.28 et R_s de l'Équation 3.29 dans l'Équation 3.6, on trouve une expression pour le coefficient de rigidité de cisaillement sans et avec ISS.

θ : Coefficient correcteur de rigidité sous l'effet de l'interaction sol structure.

$$r = \frac{R_s}{R_s^*} = \frac{2HR_s + 3K_\phi}{3K_\phi} = 1 + \frac{2HR_s}{3K_\phi} = 1 + \theta \quad (3.30)$$

EXPERIMENTATION NUMERIQUE DU
MODELE PROPOSE

4.1 Méthodologie

Ce chapitre présente l'expérimentation numérique et validation du modèle proposé pour le calcul de la période fondamentale sous l'effet de l'interaction sol structure ISS.

Les structures modélisées sont des modèles bidimensionnelles, des portiques en béton armé à plusieurs degrés de liberté, des configurations géométrique différentes, simulé à l'aide d'un logiciel de calcul reposant sur la méthode des éléments finis – logiciel de calcul SAP2000.

D'après Naeim [F.Naeim et al, 2008] et Tileylioglu [Tileylioglu et al, 2010] l'utilisation de structural engineering software packages (ETABS et SAP) est essentielle pour l'analyse de la réponse dynamique sous l'effet de l'ISS [M.J.Givens, 2013].

Des analyses ont été effectuées pour différentes configuration de structure en faisant varier les paramètres affectant la période fondamentale des structures tel que le nombre de poteau N_C , nombre d'ouverture (travée) et nombre d'étages respectivement.

4.2 Modélisation de la superstructure

Dans le cas sans interaction sol structure ISS, nous avons décidé dans un premier temps d'analyser le comportement d'une structure à base rigide soumise à une excitation extérieure. L'interface entre la structure et la base rigide est modélisée en bloquant les degrés de liberté des nœuds de l'interface, on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à sa base. Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants. On Considère une loi de comportement linéaire élastique. La réponse des structures est évaluée aux différentes catégories de site (classification des sites selon le RPA 2003).

4.2.1 Premier groupe

Le premier groupe représente une série des portiques rigides, semi rigides et flexibles à plusieurs étages - Figure 4.1, assise sur un sol à une très bonne résistance correspondant au site rocheux S_1 avec des largeurs varies entre 2 ,4 et 6 travées et de 5 m d'ouverture et d'une hauteur d'étages de 4 m.

Les valeurs présentées aux Tableau 4.1 et Tableau 4.2 reflètent les caractéristiques géométriques de la super structure et de l'infra structure des portiques selon le premier groupe.

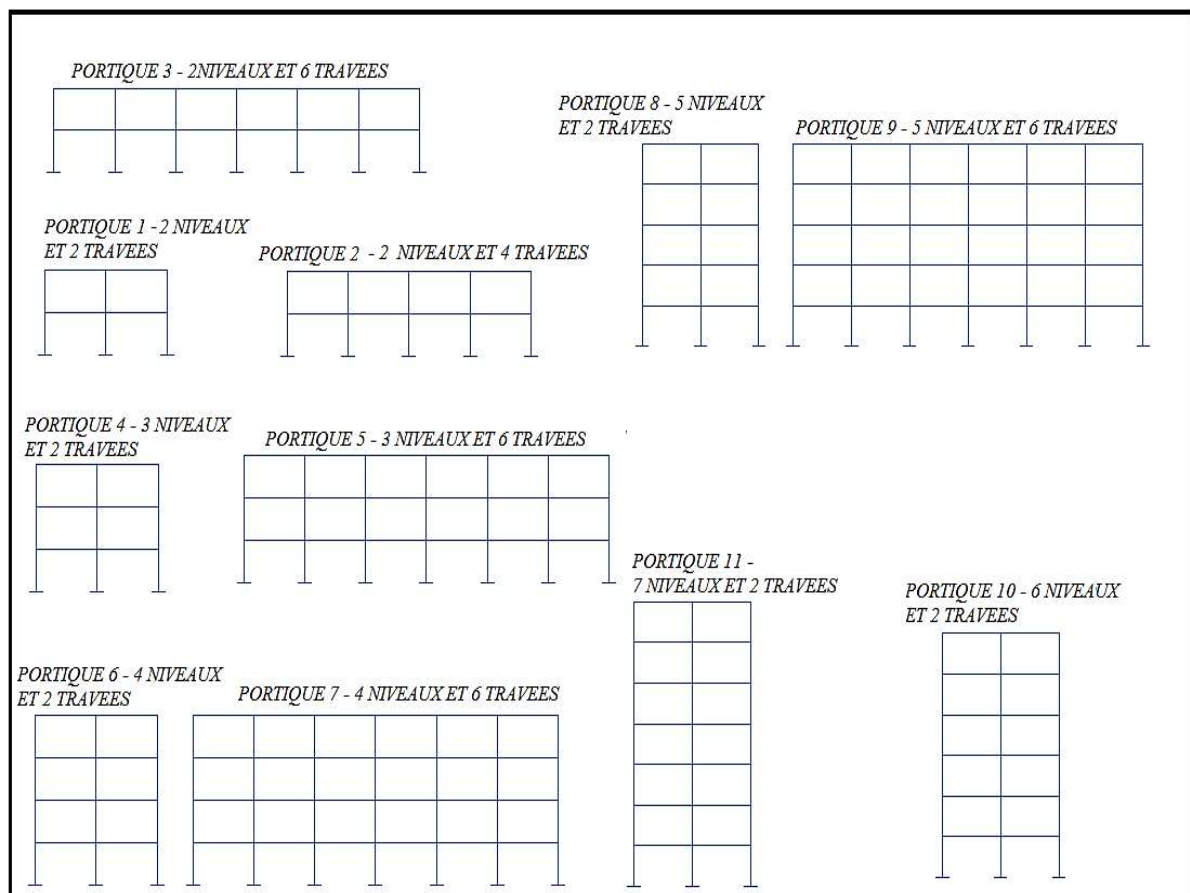


Figure 4.1 Schéma pour les portiques du premier groupe.

Tableau 4.1 Caractéristiques géométriques de la super structure pour le premier groupe

Portique	a Poteau (m)	b Poteau (m)	b Poutre (m)	h Poutre (m)	h Etage (m)	L Travée (m)	H Total (m)	D largeur (m)	W _{TOT} Poids (kn)
1	0.30	0.40	0.30	0.40	4	5	8	10	071.221
2	0.30	0.40	0.30	0.40	4	5	8	30	208.779
3	0.30	0.40	0.30	0.40	4	5	12	10	107.800
4	0.30	0.40	0.30	0.40	4	5	12	30	316.199
5	0.30	0.40	0.30	0.40	4	5	16	10	144.399
6	0.30	0.40	0.30	0.40	4	5	16	30	423.601
7	0.35	0.55	0.30	0.40	4	5	20	10	191.876
8	0.35	0.55	0.30	0.40	4	5	20	10	588.375
9	0.35	0.55	0.30	0.40	4	5	24	10	230.650
10	0.35	0.55	0.30	0.40	4	5	28	10	269.425

Tableau 4.2 Caractéristiques géométriques de l'infra structure pour le premier groupe

SITE	Portique	Coefficient de Poisson ν	Module du cisaillement $G \text{ Kn/m}^2$	a Semelle (m)	b Semelle (m)	I Inertie (m ⁴)
Site rocheux - S1	1	0.28	648000	1.40	1.40	0.320
	2	0.28	648000	1.40	1.40	0.320
	3	0.28	648000	1.70	1.70	0.696
	4	0.28	648000	1.70	1.70	0.696
	5	0.28	648000	2.00	2.00	1.333
	6	0.28	648000	2.00	2.00	1.333
	7	0.28	648000	2.20	2.20	1.952
	8	0.28	648000	2.30	2.30	2.332
	9	0.28	648000	2.45	2.45	3.002
	10	0.28	648000	2.60	2.60	3.808

4.2.2 Deuxième groupe

Le deuxième groupe considère que le site est ferme de type S_2 et représente les mêmes portiques du premier groupe avec des portiques rigides de 2 étages avec 2, 4 et 6 travées et des portiques semi-rigide de 3 à 4 étages avec 2 à 6 travées et des portiques flexibles de 5, 6 et 7 étages pour 2 travées Figure 4.2.

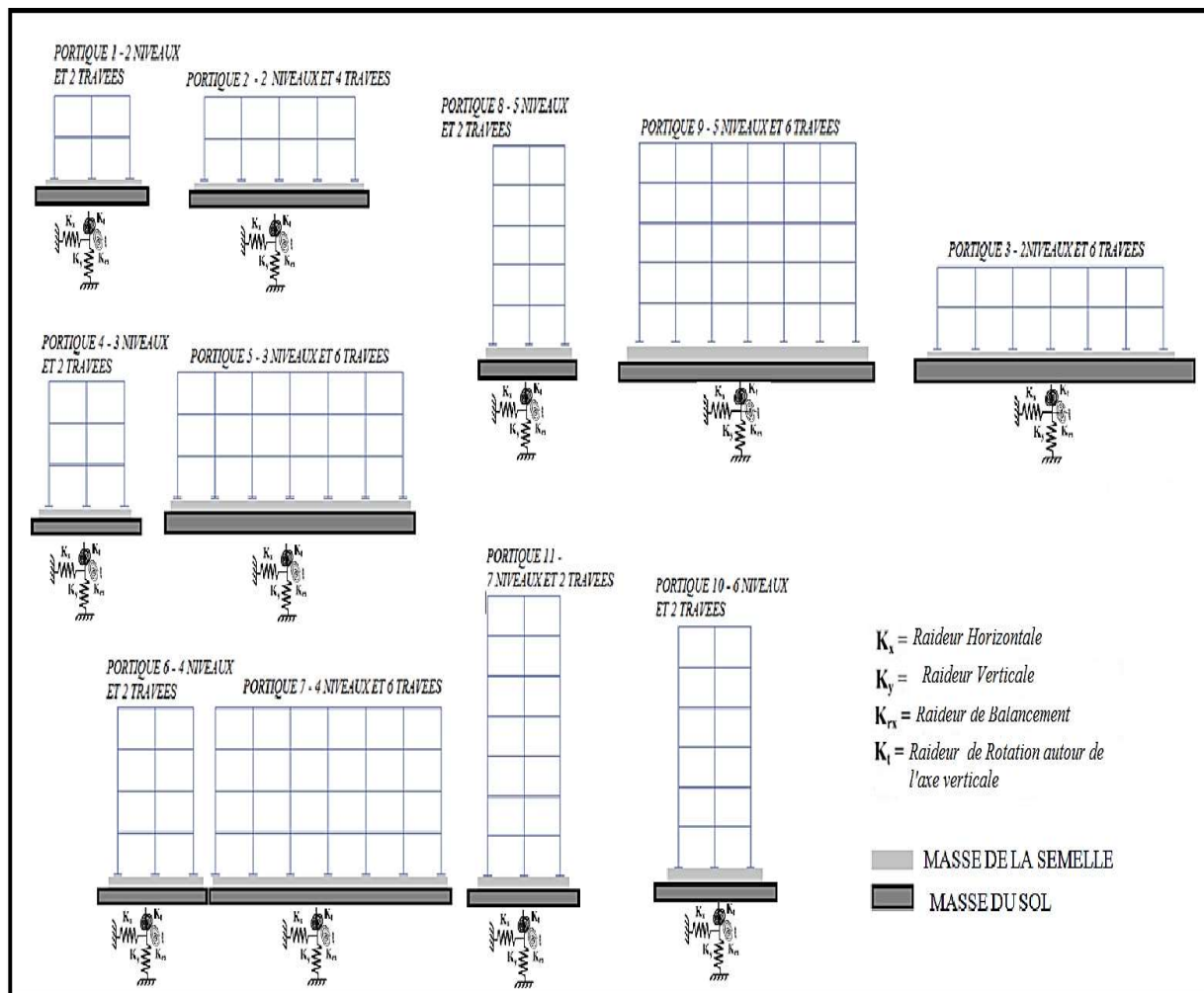


Figure 4.2 Schéma pour les portiques deuxième et troisième groupe

Les valeurs présentées au Tableau 4.3 reflète les caractéristiques géométriques de l'infra structure des portiques selon le deuxième groupe.

Tableau 4.3 : Caractéristiques géométriques de l'infra structure pour le deuxième groupe

SITE	Portique	Coefficient de Poisson u	module du cisaillement G Kn/m ²	A Semelle (m)	B Semelle (m)	I Inertie (m ⁴)
Site ferme - S ₂	1	0.39	180800	1.75	1.75	0.781
	2	0.39	180800	1.75	1.75	0.781
	3	0.39	180800	2.15	2.15	1.780
	4	0.39	180800	2.15	2.15	1.780
	5	0.39	180800	2.50	2.50	3.255
	6	0.39	180800	2.50	2.50	3.255
	7	0.39	180800	2.85	2.85	5.497
	8	0.39	180800	3.00	3.00	6.750
	9	0.39	180800	3.10	3.10	7.696
	10	0.39	180800	3.40	3.40	11.136

4.2.3 Troisième groupe

Le troisième groupe considère que le sol de catégorie S_3 et S_4 correspondent aux sites meuble S_3 et site très meuble S_4 et représentent les mêmes portiques cités ci haut - voir Figure 4.1 et Tableau 4.1. Le Tableau 4.4 présente les caractéristiques géométriques de l'infra structure des portiques selon le troisième groupe.

Tableau 4.4 Caractéristiques géométriques de l'infra structure pour le troisième groupe

SITE	Portique	Coefficient de Poisson ν	module du cisaillement $G \text{ Kn/m}^2$	A Semelle (m)	B Semelle (m)	I Inertie (m^4)
Site meuble à très meuble $S_3 - S_4$	1	0.40	33500	2.95	2.95	6.311
	2	0.40	33500	2.95	2.95	6.311
	3	0.40	33500	3.90	3.90	19.278
	4	0.40	33500	3.90	3.90	19.278
	5	0.40	33500	4.80	4.80	44.236
	6	0.40	33500	4.80	4.80	44.236
	7	0.40	33500	7.80	7.80	308.458
	8	0.40	33500	8.20	8.20	376.768
	9	0.40	33500	8.50	8.50	435.005
	10	0.40	33500	9.20	9.20	596.994

4.3 Modélisation de l'interaction sol structure ISS

Nous considérons les mêmes structures que précédemment sont reprises sans tenir compte de l'interaction sol -structure ISS - Figure 4.1 et Tableau 4.1. La manière la plus simple de prendre en compte le sol, est de le représenter par des ressorts.

4.3.1 Raideurs utilisé

Plusieurs formulations de calcul des raideurs des ressorts de sol sont proposées. Parmi celles-ci les formules de Newmark-Rosenblueth, les formules de Deleuze et la méthode simplifiée de Veletsos, article 5.3 modélisation de l'interaction sol structure [V. Davidovici, 1999].

Pour plus de réalité sur le mouvement de la semelle, on adopte pour la modélisation de l'ensemble sol-fondation, un modèle de 8 ressorts pour chaque travée : une translation verticale K_V , une translation horizontale K_H , un balancement K_ϕ et une rotation autour de l'axe verticale K_R . Ce modèle donne un bon résultat par rapport aux modèles proposés par Veletsos [A.S. Veletsos et al, 1974] ; [A.S. Veletsos et al, 1975] ; Jennings et Bielak [P.C. Jennings et al, 1973], et Aviles [J. Avilés et al, 1998] qui adoptent des modèles à 6 ressorts pour chaque travée.

4.3.1A Selon la méthode de Newmark Rosenblueth

Les rigidités des ressorts en translation, en balancement et en rotation autour de l'axe verticale sont déterminées à l'aide des formules de Newmark-Rosenblueth (détail sur le Chapitre 1).

Tableau 4.5 Raideurs de calcul – Méthode de Newmark Rosenblueth

Mouvement	Raideurs k	
	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$k_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$k_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$k_h = 2(1 + \nu)G\beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1 + \nu}{4} G\beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

A : Aire de la fondation , a : Dimension parallèle à la direction du séisme.

b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme β_x et β_z : Paramètres dépendant du rapport $a /$

b , μ : Coefficient de Poisson et G : Module de cisaillement du sol.

Les Tableaux 4.5A, Tableaux 4.5B et Tableaux 4.5C présentent les valeurs des rigidités des ressorts pour les différentes directions Calculé par la méthode de Newmark-Rosenblueth et associées aux différentes catégories du site.

Tableau 4.5A Coefficients de raideur selon Newmark Rosenblueth pour le site S₁

	PORTIQUE	B _Z	B _X	B _φ	K _v (Kn/m)	K _h (Kn/m)	K _φ (Kn/m)	K _R (Kn/m)	
Site rocheux - S ₁	1				2746800	2322432	1481760.00	1137991.68	
	2				2746800	2322432	1481760.00	1137991.68	
	3				3335400	2820096	2653020.00	2037519.36	
	4				3335400	2820096	2653020.00	2037519.36	
	5				3924000	3317760	4320000.00	3317760.00	
	6		2.18	1.00	0.60	3924000	3317760	4320000.00	3317760.00
	7					4316400	3649536	5749920.00	4415938.56
	8					4512600	3815424	6570180.00	5045898.24
	9					4806900	4064256	7941307.50	6098924.16
	10					5101200	4313088	9491040.00	7289118.72

Tableau 4.5B Coefficients de raideur selon Newmark Rosenblueth pour le site S₂

	PORTIQUE	B _Z	B _X	B _φ	K _v (Kn/m)	K _h (Kn/m)	K _φ (Kn/m)	K _R (Kn/m)
Site ferme - S ₂	1	2.18	1.00	0.60	1130740.98	0879592.00	953090.164	673437.625
	2				1130740.98	0879592.00	953090.164	673437.625
	3				1389196.07	1080641.60	1767401.51	1248816.45
	4				1389196.07	1080641.60	1767401.51	1248816.45
	5				1615344.26	1256560.00	2778688.52	1963375.00
	6				1615344.26	1256560.00	2778688.52	1963375.00
	7				1841492.46	1432478.40	4116749.31	2908826.45
	8				1938413.11	1507872.00	4801573.77	3392712.00
	9				2003026.89	1558134.40	5297914.23	3743417.90
	10				2196868.20	1708921.60	6989668.72	4938783.42

Tableau 4.5C Coefficients de raideur selon Newmark Rosenblueth pour le site S₃-S₄

	PORTIQUE	B _Z	B _X	B _φ	K _v (Kn/m)	K _h (Kn/m)	K _φ (Kn/m)	K _R (Kn/m)
Site meuble à très meuble S ₃ – S ₄	1	2.18	1.00	0.60	359064.16	276710.00	860024.56	602017.19
	2				359064.16	276710.00	860024.56	602017.19
	3				474695.00	365820.00	1987186.50	1391030.55
	4				474695.00	365820.00	1987186.50	1391030.55
	5				584240.00	450240.00	3704832.00	2593382.40
	6				584240.00	450240.00	3704832.00	2593382.40
	7				949390.00	731640.00	15897492.00	11128244.40
	8				998076.66	769160.00	18470828.00	12929579.60
	9				1034591.67	797300.00	20573187.50	14401231.30
	10				1119793.33	862960.00	26086048.00	18260233.60

4.3.1B Selon la méthode de G. Gazetas

Les formules de raideurs pour un radier de surface sont les suivantes (En détail sur le Chapitre 2) :

Tableau 4.6 Raideurs de calcul – Méthode de Gazetas

	Raideur statique
Vertical (z)	$K_{z,surf} = \frac{2GL}{(1-\nu)} (0,73 + 1,54\chi^{0,75})$
Horizontal (y) (dans la direction de la largeur)	$K_{y,surf} = \frac{2GL}{(2-\nu)} (2 + 2,50\chi^{0,85})$
Horizontal (x) (dans la direction de la longueur)	$K_{x,surf} = K_{y,surf} - \frac{0,2}{0,75-\nu} \times GL(1 - \frac{B}{L})$
Balancement (rx) (autour de x)	$K_{rx,surf} = \frac{GI_{bx}^{0,75}}{1-\nu} \left(\frac{L}{B}\right)^{0,25} \left(2,4 + \frac{0,5B}{L}\right)$
Balancement (ry) (autour de y)	$K_{ry,surf} = \frac{3G}{1-\nu} I_{by}^{0,75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0,15}$
Torsion	$K_{t,surf} = 3,5GI_{bz}^{0,75} \left(\frac{B}{L}\right)^{0,4} \left(\frac{I_{bz}}{B^4}\right)^{0,2}$

Avec :

G : Module de cisaillement, L : la demi-longueur, B : la demi-largeur.

μ : Coefficient de Poisson, $\chi = A_b/4L^2$, A_b : Aire réelle du radier.

I_{bx} , et I_{bz} : Moments d'inertie du radier.

Les Tableaux 4.6A, Tableaux 4.6B et Tableaux 4.6C présentent les valeurs des rigidités des ressorts pour les différentes directions Calculées par la méthode de Gazetas et associées aux différentes catégories du site.

Tableau 4.6A Coefficients de raideur selon Gazetas pour le site S₁

	PORTIQUE	K _H (Kn/m)	K _V (Kn/m)	K _φ (Kn/m)	K _R (Kn/m)
Site rocheux - S ₁	1	2373488.37	2860200.00	1110807.18	1022419.14
	2	2373488.37	2860200.00	1110807.18	1022419.14
	3	2882093.02	3473100.00	1988846.83	1830592.28
	4	2882093.02	3473100.00	1988846.83	1830592.28
	5	3390697.67	4086000.00	3238504.91	2980813.81
	6	3390697.67	4086000.00	3238504.91	2980813.81
	7	3729767.44	4494600.00	4310450.03	3967463.18
	8	3899302.33	4698900.00	4925361.15	4533445.21
	9	4153604.65	5005350.00	5953232.25	5479527.57
	10	4407906.98	5311800.00	7114995.29	6548847.95

Tableau 4.6B Coefficients de raideur selon Gazetas pour le site S₂

Site ferme - S ₂	PORTIQUE	K _H (Kn/m)	K _V (Kn/m)	K _φ (Kn/m)	K _R (Kn/m)
	1	884347.82	1177422.95	714487.77	557163.20
	2	884347.82	1177422.95	714487.77	557163.20
	3	1086484.47	1446548.20	1324939.46	1033198.25
	4	1086484.47	1446548.20	1324939.46	1033198.25
	5	1263354.04	1682032.79	2083054.73	1624382.53
	6	1263354.04	1682032.79	2083054.73	1624382.53
	7	1440223.60	1917517.38	3086137.24	2406594.19
	8	1516024.84	2018439.34	3599518.57	2806933.01
	9	1566559.01	2085720.66	3971602.14	3097086.71
	10	1718161.49	2287564.59	5239832.52	4086062.77

Tableau 4.6C Coefficients de raideur selon Gazetas pour le site S₃

Site meuble S ₃ – Site très meuble S ₄	PORTIQUE	K _H (Kn/m)	K _V (Kn/m)	K _φ (Kn/m)	K _R (Kn/m)
	1	277945.31	373887.91	644720.78	494516.41
	2	277945.31	373887.91	644720.78	494516.41
	3	367453.12	494292.50	1489702.14	1142637.53
	4	367453.12	494292.50	1489702.14	1142637.53
	5	452250.00	608360.00	2777341.81	2130288.27
	6	452250.00	608360.00	2777341.81	2130288.27
	7	734906.25	988585.00	11917617.10	9141100.26
	8	772593.75	1039281.67	13846728.50	10620775.30
	9	800859.37	1077304.17	15422770.50	11829637.60
	10	866812.50	1166023.33	19555508.00	14999547.10

4.3.1C Selon la méthode simplifiée de Veletsos

La méthode simplifiée de Veletsos présentée sur l'article 5.3 pages 159 [V.Davidovici, 1999] a été décrite par Souлумiac [R.Souлумiac, 1984] en s'appuyant aussi sur le texte ATC3 [ATC, 1978]. Cette approche s'applique aux structures relativement régulières avec des fondations du type radier ou semelles isolées.

Pour un radier rectangulaire, les formules relatives aux raideurs sont :

$$K_h = \frac{8Gr_a}{2 - \mu} \quad \text{Avec} \quad r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (4.1)$$

Pour une fondation de surface type isolée on a :

$$K_{\phi} = \frac{8Gr_m^3}{3(1-\mu)} \quad \text{Avec} \quad r_m = \sqrt{\frac{AI_0}{\pi}} \quad (4.2)$$

$$K_h = \frac{8Gr}{2-\mu} \quad \text{Avec} \quad r = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (4.3)$$

$$K_{\phi} = \frac{8Gr^3}{3(1-\mu)} \quad \text{Avec} \quad r = \sqrt{\frac{AI_0}{\pi}} \quad (4.4)$$

K_H : Raideur horizontale, K_{ϕ} : Raideur de balancement et G : Module de cisaillement, r : Rayon d'une fondation circulaire, I_0 : Inertie de la fondation et A : Aire de la fondation.

Les Tableaux 4.7A, Tableaux 4.7B et Tableaux 4.7C présentent les valeurs des rigidités des ressorts pour différentes directions Calculées par la méthode de Veletsos et associées aux différentes catégories du site.

Tableau 4.7A Coefficients de raideur selon Veletsos pour le site S_1

	PORTIQUE	K_H (Kn/m)	K_{ϕ} (Kn/m)
Site rocheux - S_1	1	2381221.29	214386.39
	2	2381221.29	214386.39
	3	2891483.00	1230510.13
	4	2891483.00	1230510.13
	5	3401744.71	5312694.73
	6	3401744.71	5312694.73
	7	3741919.18	12527056.30
	8	3912006.41	18689402.80
	9	4167137.26	33001954.40
	10	4422268.12	56338467.90

Tableau 4.7B Coefficients de raideur selon Veletsos pour le site S₂

Site ferme - S ₂	PORTIQUE	K _H (Kn/m)	K _φ (Kn/m)
	1	887229.06	526033.52
	2	887229.06	526033.52
	3	1090024.28	3354417.55
	4	1090024.28	3354417.55
	5	1267470.10	13035601.00
	6	1267470.10	13035601.00
	7	1444915.91	42391103.50
	8	1520964.12	67260838.10
	9	1571662.92	90349598.50
	10	1723759.33	207482387.00

Tableau 4.7C Coefficients de raideur selon Veletsos pour le site S₃

Site meuble S ₃ – Site très meuble S ₄	PORTIQUE	K _H (Kn/m)	K _φ (Kn/m)
	1	278850.87	10891660.40
	2	278850.87	10891660.40
	3	368650.30	134362294.00
	4	368650.30	134362294.00
	5	453723.44	870697072.00
	6	453723.44	870697072.00
	7	737300.60	6.8793E+10
	8	775110.89	1.079E+11
	9	803468.60	1.491E+11
	10	869636.61	3.0394E+11

4.4 Paramètres des analyses

Pour estimer la valeur de la période fondamentale calculées, soit par des méthodes qui tiennent compte de l'interaction sol structure ISS, soit par d'autres méthodes qui le néglige. Nous considérant différents paramètres relatifs au sol et à la structure. Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence le rôle de chaque paramètre au niveau du calcul ainsi que l'influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale des structures de type bâtiments en béton armé.

4.4.1 Spécifications géotechniques sur le sol

Pour obtenir un bon résultats permettant de faire une comparaison juste par rapport à des travaux antérieures réalisés sur l'influence de l'interaction inertielle et sur la période fondamentale, on adopte les valeurs et les caractéristiques physiques (module de cisaillement G, coefficient de Poisson ν et

module de Young E_s) du sol proposées par Massumi et Tabatabaiefar [H.R.Tabatabaiefar et al, 2008] ; [H.R.Tabatabaiefar et al, 2010] ; Tabatabaiefar, Behzad et Bijan [H.R.Tabatabaiefar et al, 2014].

Tableau 4.8 : Caractéristiques physiques propres du sol

Type de site	Module d'élasticité $E \text{ Kn/m}^2$	Module de cisaillement $G \text{ Kn/m}^2$	Coefficient de poisson ν	Masse volumique ρ	Vitesse d'onde $V_s \text{ (m /s)}$	Contrainte de Sol $\sigma \text{ bar}$
site rocheux – S_1	1640000	648000	0.28	1.80	600	2.0
site ferme – S_2	494500	180800	0.39	1.75	320	1.3
site meuble à très meuble $S_3 - S_4$	93500	33500	0.40	1.50	150	0.6

- Pour que l'effet de l'interaction sol structure soit remarquable dans les structures contreventées par portiques, la vitesse d'onde de cisaillement V_s doit être inférieure à 600m/s d'après Veletsos [A.S.Veletsos et al, 1974] et A.Massumi, H.R.Tabatabaiefar [H.R.Tabatabaiefar et al, 2008].

- Ces valeurs présentées sur le Tableau 4.8 sont obtenues à partir des études géotechniques sur des projets réelles. Les vitesses sismiques et les paramètres géodynamiques qui sont : le module d'Young E , le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson μ sont obtenues par des essais sur site qui consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages (Essai Cross-Hole).

Ces paramètres sont confirmés par les travaux de d'Idriss et Seed [Kh. Bargi, 2005] et Kramer [S.L. Kramer, 1996].

4.4.2 Spécifications sur l'interaction structure fondation

On adopte pour l'interaction structure fondation les spécification adopté par Avilés [J.Avilés, 1996.] ; [J.Avilés et al, 2002] :

- Le rapport entre la masse de la fondation et la masse de la structure sera limité par :
 $0, 0.25 \text{ et } 0.5$, c.a.d : $0 \leq W_F / W_{St} \leq 0.5$
- Une fourchette de $0, 0.5 \text{ et } 0.1$ pour le rapport moment d'inertie de la fondation sur le moment d'inertie de la structure : $0 \leq I_F / I_{Str} \leq 0.1$

- Une fourchette pour le coefficient r de 1, 1.05 et 1.1 correspondant au rapport de la rigidité total de la structure sans ISS sur la rigidité total de la structure avec ISS : $1 \leq r \leq 1.1$
- Le rapport entre la masse du sol sur la masse de la structure sera limité par 2 et 5
Comme suit : $2 \leq W_S / W_{St} \leq 5$.
- Pour le coefficient de Poisson du sol on prend les valeurs : $\mu = 0.28, 0.30$ et 0.4 correspond au site S_1, S_2, S_3 et S_4 .
- L'amortissement de la structure et le sol pour un spectre de réponse sera pris égal à $\tilde{\xi} = 7\%$ (d'après Avilés, la valeur la plus adoptée pour la plus part des structures et le sol est de $\xi = 5\%$, et selon Gullu et Pala, l'amortissement de la structure et du sol pour un spectre de réponse seront pris égal à $\tilde{\xi} = 8\%$) [H. Gullu et al, 2014].

D'après Bhattacharyaa [K. Bhattacharyaa et al, 2004], la valeur considérée de l'amortissement du sol et de la structure dans l'évaluation de la réponse est obtenue à partir des considérations suivantes :

- Il est raisonnable de prendre un amortissement critique de 5% pour les structures en béton armé à base encastrée.

Un concept de décomposition de l'amortissement du sol a été proposé par [A.S. Veletsos et al, 1971] et [A.S. Veletsos, 1977]. Plusieurs autres études dans ce domaine ont été réalisées ultérieurement par Bielak [J. Bielak, 1975] et Stewart [J.P. Stewart et al, 1999] sur la base de 15 études citées dans les travaux de Gazetas [G. Gazetas, 1991] et Bowles [J.E. Bowles, 1996] ont montrées que pour l'interaction d'une semelle isolée avec une raideur du sol, la valeur de l'amortissement du sol ne dépasse pas 5% de l'amortissement critique du système [G. Gazetas et al, 1991]. D'après Mikael [A. Mikael, 2011], l'amortissement est nettement inférieur à la valeur de 5 % recommandée par les règlements parasismiques. Ces résultats confirment les hypothèses admises dans notre travail

4.4.3 Spécification sur l'action sismique

- L'action sismique est prise en compte à partir des spectres de réponse S_1, S_2, S_3 et S_4 .

RESULTATS, ANALYSES
ET
INTERPRETATIONS

5.1 Résultats sans ISS

5.1.1 Valeurs des périodes

Le Tableau 5.1 présente les valeurs des périodes propres calculées par les différentes méthodes sans interaction sol structure : Méthodes par éléments finis a base encastrée – SAP2000, règlement parasismique algérien RPA 2003 et par la méthode d’Adeli.

Tableau 5.1: Variation de la période fondamentale sans interaction sol structure ISS

Période fondamentale de vibration sans interaction sol structure									
site	Portique	Hauteur totale H(m)	Largeur de portique D(m)	T (s)			Comparaison		
				Exacte MEF a base encastrée	RPA 2003	Adeli	T _{Encastré} / T _{RPA2003}	T _{Adeli} / T _{RPA2003}	T _{Encastré} / T _{Adeli}
S ₁ - S ₂ - S ₃ et S ₄	1	8	10	0.176	0.356	0.151	0.494	0.424	1.165
	2	8	30	0.178	0.356	0.157	0.500	0.441	1.133
	3	12	10	0.219	0.484	0.228	0.452	0.471	0.960
	4	12	30	0.222	0.484	0.236	0.458	0.487	0.940
	5	16	10	0.266	0.600	0.304	0.443	0.506	0.875
	6	16	30	0.270	0.600	0.315	0.450	0.525	0.857
	7	20	10	0.346	0.700	0.343	0.494	0.490	1.008
	8	20	30	0.348	0.700	0.354	0.497	0.505	0.983
	9	24	10	0.460	0.813	0.412	0.565	0.506	1.116
	10	28	10	0.583	0.912	0.481	0.639	0.527	1.212
							Moyenne = 0.499	Moyenne = 0.484	Moyenne = 1.025
							Ecart = 0.050	Ecart = 0.010	Ecart = 0.090

5.1.2 Valeurs de facteur de nécessité d’interaction sol structure ISS

Les travaux de Veletsos et Meek [A.S. Veletsos et al, 1974], suggèrent que l’interaction sol-structure est importante pour un rapport : $\frac{V_s}{f \times h} < 20$

Avec :

V_s : vitesse d’onde de cisaillement ; f : fréquence propre pour une structure a base encastré, h : hauteur totale de la structure.

Dans un premier lieu, l’analyse pour le facteur de nécessité d’interaction sol structure ISS sera réalisée pour les types de site proposés par Massumi [H.R. Tabatabaiefar et al, 2008] avec des vitesses d’onde de cisaillement variant entre (150, 320 et 600) m/s -Tableau 5.2A-. Ensuite les calculs ont été effectués sur les sites proposés par le règlement parasismique algérien 2003 [RPA, 2003] avec des vitesses qui varie de (200, 400 et 800) m/s –Tableau 5.2B.

Tableau 5.2: Facteur de nécessité d'interaction sol structure ISS.

A - Cas : Types de site proposés par Massumi

Facteur de nécessité d'ISS		$1/\sigma = H / (V_s T)$		$V_s / (f.H)$		
Site	Vitesse d'onde de cisaillement V_s (m/s)	Portique	RPA 2003	Adeli	RPA 2003	Adeli
Rocheux S_1	600	2b 2s	0.037	0.088	26.700	20.400
		6b 2s	0.037	0.084	26.700	21.075
		2b 3s	0.041	0.087	24.200	20.500
		6b 3s	0.041	0.084	24.200	21.250
		2b 4s	0.044	0.087	22.500	20.625
		6b 4s	0.044	0.084	22.500	21.300
		2b 5s	0.047	0.097	21.000	18.630
		6b 5s	0.047	0.094	21.000	19.350
		2b 6s	0.049	0.097	20.325	18.725
		2b 7s	0.051	0.097	19.5428	18.792
		Moyenne = 0.043	Moyenne = 0.089	Moyenne = 22.866	Moyenne = 20.064	
Ferme S_2	320	2b 2s	0.070	0.165	14.240	11.120
		6b 2s	0.070	0.159	14.240	11.520
		2b 3s	0.077	0.164	12.906	11.200
		6b 3s	0.077	0.158	12.906	11.600
		2b 4s	0.083	0.164	12.000	11.260
		6b 4s	0.083	0.158	12.000	11.640
		2b 5s	0.089	0.182	11.200	10.192
		6b 5s	0.089	0.176	11.200	10.576
		2b 6s	0.092	0.182	10.840	10.226
		2b 7s	0.095	0.181	10.422	10.262
		Moyenne = 0.082	Moyenne = 0.168	Moyenne = 12.196	Moyenne = 10.960	
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	150	2b 2s	0.149	0.353	6.675	5.343
		6b 2s	0.149	0.339	6.675	5.531
		2b 3s	0.165	0.350	6.050	5.375
		6b 3s	0.165	0.338	6.050	5.562
		2b 4s	0.177	0.350	5.625	5.400
		6b 4s	0.177	0.338	5.625	5.578
		2b 5s	0.190	0.388	5.250	4.882
		6b 5s	0.190	0.376	5.250	5.070
		2b 6s	0.196	0.388	5.081	4.906
		2b 7s	0.204	0.388	4.885	4.923
		Moyenne = 0.176	Moyenne = 0.360	Moyenne = 5.717	Moyenne = 5.257	

B - Cas : Types de site proposés par RPA 2003

Facteur de nécessité d'ISS			$1/\sigma = H / (V_s T)$		$\sigma = (T V_s)/H$	
Site	Vitesse d'onde de cisaillement V_s (m/s)	Portique	RPA 2003	Adeli	RPA 2003	Adeli
Rochoux S_1	800	2b 2s	0.028	0.066	35.600	27.200
		6b 2s	0.028	0.063	35.600	28.100
		2b 3s	0.030	0.065	32.266	27.333
		6b 3s	0.030	0.063	32.266	28.333
		2b 4s	0.033	0.065	30.000	27.500
		6b 4s	0.033	0.063	30.000	28.400
		2b 5s	0.035	0.072	28.000	24.840
		6b 5s	0.035	0.070	28.000	25.800
		2b 6s	0.036	0.072	27.100	24.966
		2b 7s	0.038	0.072	26.057	25.057
		Moyenne = 0.033	Moyenne = 0.067	Moyenne = 30.489	Moyenne = 26.753	
Ferme S_2	400	2b 2s	0.056	0.132	17.800	13.900
		6b 2s	0.056	0.127	17.800	14.400
		2b 3s	0.061	0.131	16.133	14.000
		6b 3s	0.061	0.127	16.133	14.500
		2b 4s	0.066	0.131	15.000	14.075
		6b 4s	0.066	0.126	15.000	14.550
		2b 5s	0.071	0.145	14.000	12.740
		6b 5s	0.071	0.141	14.000	13.220
		2b 6s	0.073	0.145	13.550	12.783
		2b 7s	0.076	0.145	13.028	12.828
		Moyenne = 0.0663	Moyenne = 0.135	Moyenne = 15.244	Moyenne = 13.699	
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	200	2b 2s	0.112	0.264	8.900	7.125
		6b 2s	0.112	0.254	8.900	7.375
		2b 3s	0.123	0.263	8.066	7.166
		6b 3s	0.123	0.254	8.066	7.416
		2b 4s	0.133	0.263	7.500	7.200
		6b 4s	0.133	0.253	7.500	7.437
		2b 5s	0.142	0.291	7.000	6.510
		6b 5s	0.142	0.282	7.000	6.760
		2b 6s	0.147	0.291	6.775	6.541
		2b 7s	0.153	0.291	6.514	6.564
		Moyenne = 0.132	Moyenne = 0.271	Moyenne = 7.622	Moyenne = 7.009	

5.1.3 Interprétations

- Pour le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quel que soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci [Tableau 5.1](#).
- une bonne corrélation entre la période fondamentale calculée par MEF (base encastrée) et le modèle d'Adeli : une différence de 2.5% est observée dans tous les sites.
- Les valeurs donnés par le [Tableau 5.1](#) montrent que les résultats obtenus par Adeli, RPA 2003 et par la méthode MEF (base encastrée) sont très proches (écarts de 0.05 pour le rapport $T_{\text{Encastré}} / T_{\text{RPA2003}}$, 0.01 pour le rapport $T_{\text{ADELI}} / T_{\text{RPA2003}}$ et de 0.09 pour le rapport $T_{\text{Encastré}} / T_{\text{Adeli}}$).
- Pour le RPA 2003, les résultats obtenus dans la [Tableaux 5.2A](#) et [5.2B](#) montrent que l'influence de l'interaction sol structure est négligeable dans le cas où $1/\sigma < 0.10$ ou bien $\sigma > 20$ pour les structures rigides, semi rigide et flexibles implantées dans un site rocheux type S_1 avec une vitesse d'onde de cisaillement variant dans l'intervalle : $600\text{m/s} \leq V_s \leq 800\text{m/s}$.
- Dans les sites fermes S_2 , meubles S_3 et très meubles S_4 , l'interaction est significative quel que soit le type de structure ($1/\sigma > 0.10$ ou $\sigma < 20$) avec des vitesses d'onde de cisaillement : $V_s \leq 400\text{m/s}$ [Tableaux 5.2](#).

5.1.4 Représentation graphique

5.1.4A Variation $T = f(H)$

Le diagramme de la [Figure 5.1](#) illustre les différentes approches pour l'évaluation de la période fondamentale sans interaction sol structure.

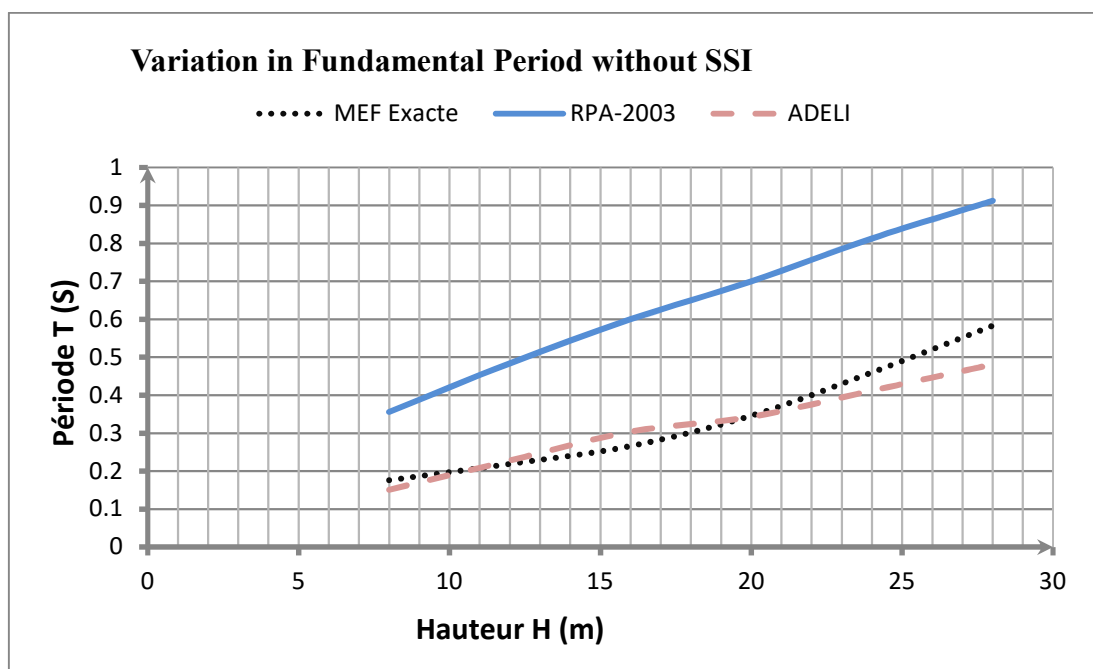
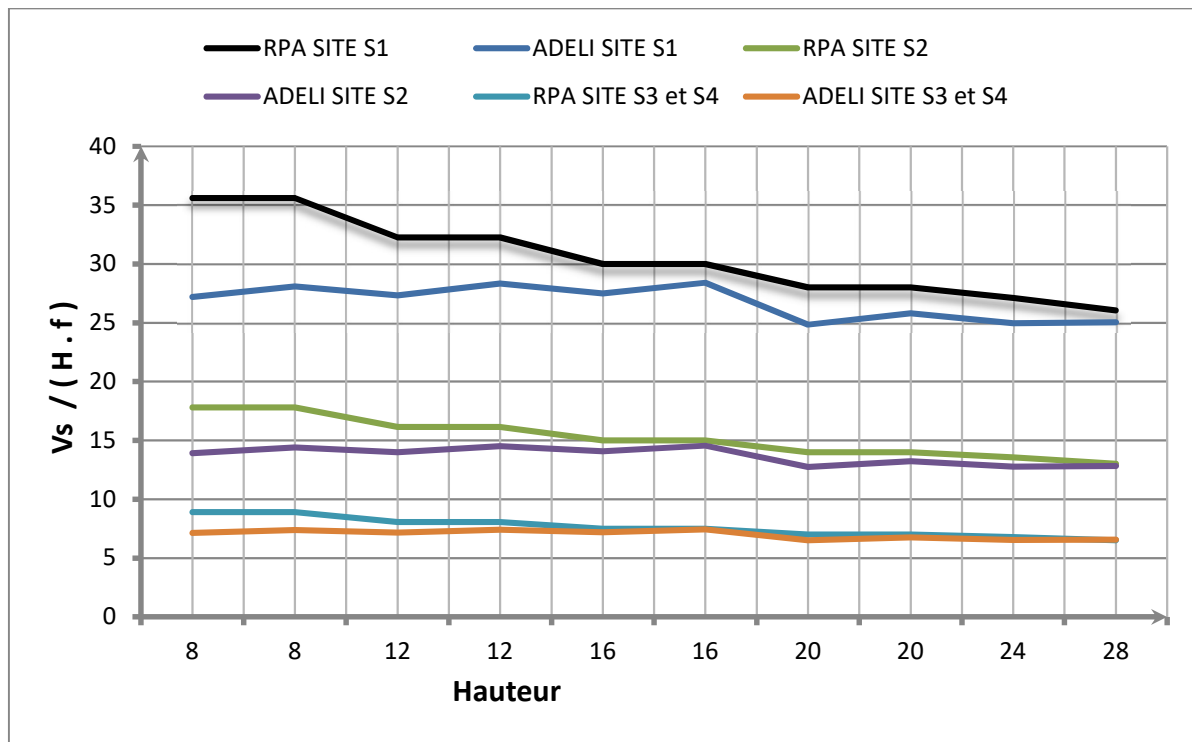


Figure 5.1 Variation de la période fondamentale en absence de l'ISS.

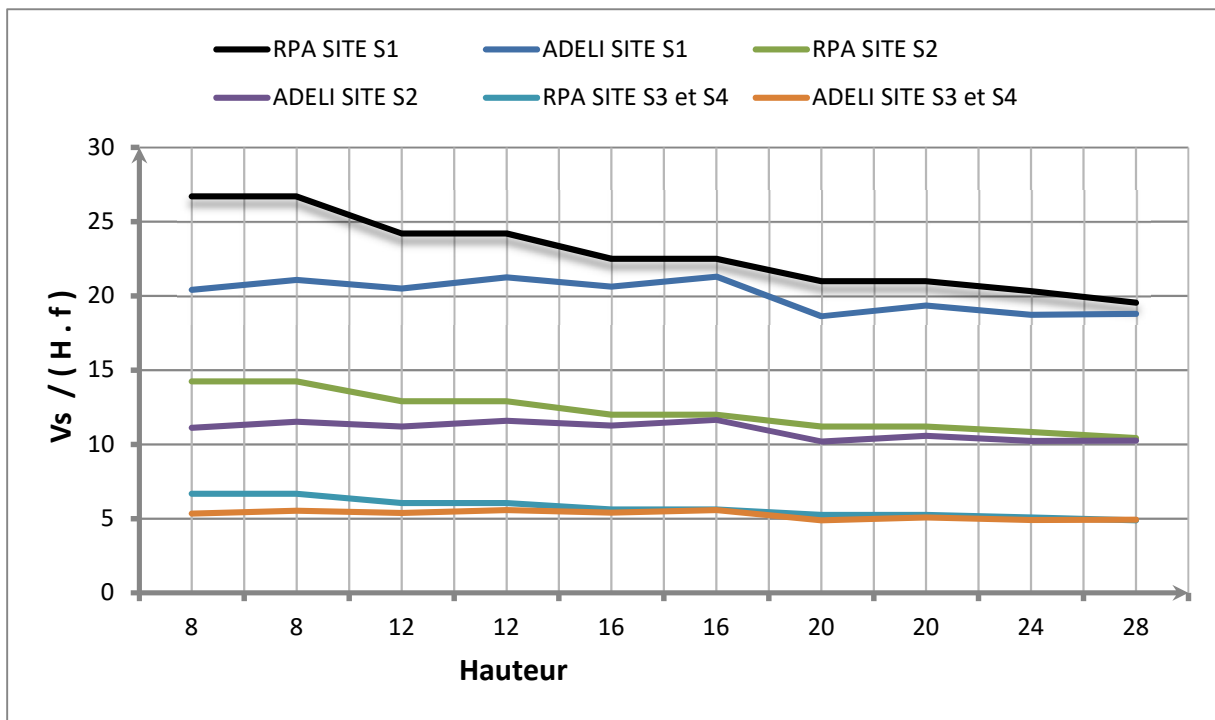
Les variations de la période fondamentale en fonction de la hauteur illustré sur la Figure 5.1 confirme une fois de plus ce résultats. En revanche, nous remarquons une surestimation de la période fondamentale calculée par le code RPA 2003.

5.1.4B Variation $\sigma = f(H)$

Les résultats des simulations numériques effectuées pour le facteur de nécessité d'interaction sol structure en fonction de la hauteur totale sont reportés sur la Figure 5.2A (V_S site $S_1 = 800$ m/s, V_S site $S_2 = 400$ m/s et V_S site S_3 et $S_4 = 200$ m/s) et la Figure 5.2B (V_S site $S_1 = 600$ m/s, V_S site $S_2 = 320$ m/s et V_S site S_3 et $S_4 = 150$ m/s).



Cas A - Types de site proposés par Massumi



Cas B - Types de site proposés par RPA 2003

Figure 5.2 Variation du facteur de nécessité d'interaction sol structure

5.2 Résultats avec ISS

5.2.1 Valeurs des périodes

Le Tableau 5.3 présente les valeurs des périodes propres trouvées par les différentes méthodes : Veletsos, Newmark-Rosenblueth, Deleuze, Gazetas et par le modèle présenté dans le cas où $W_S = 2 W_{St}$ (masse du sol = 2 masse de la structure).

Tableau 5.3A: Variation de la période fondamentale avec ISS cas $W_S = 2 W_{St}$.

Site		Valeurs des périodes sous l'effet d'interaction sol structure ISS												
		Portique	Veletsos	Deleuze - Newmark	Gazetas	T^*								
						$W_S = 2 W_{St}$								
						$I_F = 0$			$I_F = 0.05 I_{St}$			$I_F = 0.1 I_{St}$		
$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$						
Rochoux - S ₁ $r = 1.00$	2b	0.35	0.243	0.243	0.261	0.272	0.282	0.261	0.272	0.282	0.261	0.272	0.282	
	6b	0.36	0.232	0.232	0.270	0.281	0.292	0.270	0.281	0.292	0.270	0.281	0.292	
	2b	0.48	0.367	0.367	0.394	0.410	0.426	0.394	0.410	0.426	0.394	0.410	0.426	
	6b	0.48	0.348	0.348	0.408	0.425	0.441	0.408	0.425	0.441	0.408	0.425	0.441	
	2b	0.60	0.493	0.493	0.528	0.550	0.571	0.528	0.550	0.571	0.528	0.550	0.570	
	6b	0.60	0.465	0.465	0.546	0.568	0.589	0.546	0.568	0.589	0.545	0.568	0.589	
	2b	0.70	0.621	0.621	0.597	0.622	0.645	0.597	0.621	0.645	0.597	0.621	0.645	
	6b	0.70	0.583	0.583	0.620	0.645	0.67	0.620	0.645	0.669	0.619	0.645	0.669	
	2b	0.81	0.751	0.751	0.720	0.749	0.777	0.719	0.749	0.777	0.719	0.748	0.777	
	2b	0.91	0.882	0.882	0.843	0.877	0.911	0.842	0.877	0.91	0.842	0.876	0.910	
Ferme - S ₂ $r = 1.05$	2b 2s	0.374	0.246	0.247	0.268	0.278	0.289	0.268	0.278	0.289	0.268	0.278	0.289	
	6b 2s	0.406	0.236	0.237	0.277	0.288	0.299	0.277	0.288	0.299	0.277	0.288	0.299	
	2b 3s	0.491	0.369	0.370	0.404	0.421	0.436	0.404	0.420	0.436	0.404	0.420	0.436	
	6b 3s	0.505	0.350	0.350	0.418	0.435	0.451	0.418	0.435	0.451	0.418	0.435	0.451	
	2b 4s	0.603	0.496	0.496	0.541	0.563	0.585	0.541	0.563	0.585	0.541	0.563	0.584	
	6b 4s	0.611	0.466	0.467	0.559	0.582	0.604	0.559	0.582	0.604	0.559	0.582	0.604	
	2b 5s	0.702	0.624	0.624	0.612	0.637	0.661	0.612	0.637	0.661	0.611	0.636	0.661	
	6b 5s	0.704	0.584	0.584	0.635	0.661	0.686	0.635	0.661	0.686	0.634	0.660	0.685	
	2b 6s	0.814	0.754	0.754	0.737	0.767	0.796	0.737	0.767	0.796	0.736	0.766	0.795	
	2b 7s	0.913	0.886	0.886	0.863	0.899	0.932	0.863	0.898	0.932	0.862	0.898	0.931	

Meuble à très meuble $S_3 - S_4$ $r = 1.10$	2b 2s	0.372	0.290	0.296	0.274	0.285	0.296	0.274	0.285	0.296	0.274	0.285	0.296
	6b 2s	0.402	0.274	0.280	0.284	0.295	0.306	0.284	0.295	0.306	0.284	0.295	0.306
	2b 3s	0.493	0.409	0.412	0.413	0.430	0.447	0.413	0.430	0.447	0.413	0.430	0.447
	6b 3s	0.511	0.377	0.380	0.428	0.445	0.462	0.428	0.445	0.462	0.428	0.445	0.462
	2b 4s	0.607	0.539	0.540	0.554	0.577	0.598	0.554	0.576	0.598	0.554	0.576	0.598
	6b 4s	0.621	0.490	0.492	0.572	0.596	0.618	0.572	0.595	0.618	0.572	0.595	0.618
	2b 5s	0.705	0.659	0.658	0.626	0.652	0.676	0.626	0.651	0.676	0.626	0.651	0.676
	6b 5s	0.714	0.599	0.599	0.650	0.676	0.702	0.649	0.676	0.701	0.649	0.676	0.701
	2b 6s	0.818	0.799	0.798	0.754	0.785	0.814	0.754	0.785	0.814	0.753	0.784	0.814
	2b 7s	0.916	0.941	0.939	0.883	0.919	0.954	0.883	0.919	0.953	0.882	0.918	0.953

Le Tableau 5.3B présente les valeurs des périodes propres trouvées par différentes méthodes : Veletsos, Newmark-Rosenblueth, Deleuze, Gazetas et par le modèle présenté dans le cas $W_S = 5 W_{St}$ (masse du sol = 5 masse de la structure).

Tableau 5.3B: Variation de la période fondamentale avec ISS cas $W_S = 5 W_{St}$.

Site	Portique	Valeurs des périodes sous l'effet d'interaction sol structure ISS											
		Veletsos	Deleuze - Newmark	Gazetas	T^*								
					$W_S = 5 W_{St}$								
					$I_F = 0$			$I_F = 0.05 I_{St}$			$I_F = 0.1 I_{St}$		
					$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$
Rochoux - S_1 $r = 1.00$	2b 2s	0.35	0.243	0.243	0.369	0.377	0.385	0.369	0.377	0.385	0.369	0.377	0.385
	6b 2s	0.36	0.232	0.232	0.383	0.390	0.398	0.383	0.390	0.398	0.383	0.390	0.398
	2b 3s	0.48	0.367	0.367	0.558	0.569	0.581	0.558	0.569	0.581	0.558	0.569	0.581
	6b 3s	0.48	0.348	0.348	0.577	0.589	0.601	0.577	0.589	0.601	0.577	0.589	0.601
	2b 4s	0.60	0.493	0.493	0.747	0.763	0.778	0.747	0.763	0.778	0.747	0.763	0.778
	6b 4s	0.60	0.465	0.465	0.772	0.788	0.803	0.772	0.788	0.803	0.772	0.788	0.803
	2b 5s	0.70	0.621	0.621	0.845	0.862	0.879	0.845	0.862	0.879	0.844	0.862	0.879
	6b 5s	0.70	0.583	0.583	0.877	0.895	0.913	0.877	0.895	0.912	0.876	0.894	0.912
	2b 6s	0.81	0.751	0.751	1.018	1.039	1.059	1.017	1.038	1.059	1.017	1.038	1.058
	2b 7s	0.91	0.882	0.882	1.192	1.217	1.241	1.192	1.216	1.240	1.191	1.216	1.240

Ferme – S ₂ r = 1.05	2b 2s	0.374	0.246	0.247	0.379	0.386	0.394	0.379	0.386	0.394	0.379	0.386	0.394
	6b 2s	0.406	0.236	0.237	0.392	0.400	0.408	0.392	0.400	0.408	0.392	0.400	0.408
	2b 3s	0.491	0.369	0.370	0.572	0.583	0.595	0.572	0.583	0.595	0.571	0.583	0.595
	6b 3s	0.505	0.350	0.350	0.591	0.603	0.615	0.591	0.603	0.615	0.591	0.603	0.615
	2b 4s	0.603	0.496	0.496	0.766	0.782	0.797	0.766	0.781	0.797	0.765	0.781	0.797
	6b 4s	0.611	0.466	0.467	0.791	0.807	0.823	0.791	0.807	0.823	0.791	0.807	0.823
	2b 5s	0.702	0.624	0.624	0.865	0.883	0.901	0.865	0.883	0.901	0.865	0.883	0.900
	6b 5s	0.704	0.584	0.584	0.898	0.917	0.935	0.898	0.916	0.935	0.897	0.916	0.934
	2b 6s	0.814	0.754	0.754	1.042	1.064	1.085	1.042	1.064	1.085	1.042	1.063	1.084
	2b 7s	0.913	0.886	0.886	1.221	1.246	1.271	1.220	1.246	1.270	1.220	1.245	1.270
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄ r = 1.10	2b 2s	0.372	0.290	0.296	0.387	0.395	0.403	0.387	0.395	0.403	0.387	0.395	0.403
	6b 2s	0.402	0.274	0.280	0.401	0.410	0.418	0.401	0.410	0.418	0.401	0.410	0.418
	2b 3s	0.493	0.409	0.412	0.585	0.597	0.609	0.585	0.597	0.609	0.585	0.597	0.609
	6b 3s	0.511	0.377	0.380	0.605	0.618	0.630	0.605	0.618	0.630	0.605	0.618	0.630
	2b 4s	0.607	0.539	0.540	0.784	0.800	0.816	0.783	0.800	0.815	0.783	0.799	0.815
	6b 4s	0.621	0.490	0.492	0.809	0.826	0.842	0.809	0.826	0.842	0.809	0.826	0.842
	2b 5s	0.705	0.659	0.658	0.886	0.904	0.922	0.885	0.904	0.921	0.885	0.903	0.921
	6b 5s	0.714	0.599	0.599	0.919	0.938	0.957	0.919	0.937	0.956	0.918	0.937	0.956
	2b 6s	0.818	0.799	0.798	1.067	1.089	1.110	1.066	1.088	1.110	1.066	1.088	1.109
	2b 7s	0.916	0.941	0.939	1.249	1.275	1.300	1.248	1.274	1.299	1.248	1.274	1.299

5.2.2 Rapport des périodes par rapport à la méthode

5.2.2A MEF a base encastrée (Exacte)

Les Tableaux 5.4, 5.5 et 5.6 donnent des valeurs comparatives de la période calculée par Veletsos, Deleuze, Newmark-Rosenblueth, Gazetas, notre modèle et celles trouvées par la MEF (base encastrée).

Tableau 5.4: Variation des rapports des périodes $T^* / T_{\text{Encastré}}$ pour $W_S = 2W_{St}$
A - Cas : $I_F = 0$ I_{St}

$W_S = 2 W_{St}$				
Site	Portique	$T^* / T_{\text{Encastré}}$		
		$I_F=0$ $W_F=0W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.25W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.5W_{St}$
Rochoux S_1	2b 2s	1.482	1.545	1.602
	6b 2s	1.516	1.578	1.640
	2b 3s	1.799	1.872	1.945
	6b 3s	1.837	1.914	1.986
	2b 4s	1.984	2.067	2.146
	6b 4s	2.022	2.103	2.181
	2b 5s	1.725	1.797	1.864
	6b 5s	1.781	1.853	1.925
	2b 6s	1.565	1.628	1.689
2b 7s	1.445	1.504	1.562	
Ferme S_2	2b 2s	1.522	1.579	1.642
	6b 2s	1.556	1.617	1.679
	2b 3s	1.844	1.922	1.990
	6b 3s	1.882	1.959	2.031
	2b 4s	2.033	2.116	2.199
	6b 4s	2.070	2.155	2.237
	2b 5s	1.768	1.841	1.910
	6b 5s	1.824	1.899	1.971
	2b 6s	1.602	1.667	1.730
2b 7s	1.480	1.542	1.598	
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.556	1.619	1.681
	6b 2s	1.595	1.657	1.719
	2b 3s	1.885	1.963	2.041
	6b s	1.927	2.004	2.081
	2b 4s	2.082	2.169	2.248
	6b 4s	2.118	2.207	2.288
	2b 5s	1.809	1.884	1.953
	6b 5s	1.867	1.942	2.017
	2b 6s	1.639	1.706	1.769
2b 7s	1.514	1.576	1.636	

B - Cas : IF = 0.05 ISt

$W_S = 2 W_{St}$				
Site	Portique	$T^* / T_{Encastré}$		
		$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rochoux S_1	2b 2s	1.482	1.545	1.602
	6b 2s	1.516	1.578	1.640
	2b 3s	1.799	1.872	1.945
	6b 3s	1.837	1.914	1.986
	2b 4s	1.984	2.067	2.146
	6b 4s	2.022	2.103	2.181
	2b 5s	1.725	1.794	1.864
	6b 5s	1.781	1.853	1.922
	2b 6s	1.563	1.628	1.689
	2b 7s	1.444	1.504	1.560
Ferme S_2	2b 2s	1.522	1.579	1.642
	6b 2s	1.556	1.617	1.679
	2b 3s	1.844	1.917	1.990
	6b 3s	1.882	1.959	2.031
	2b 4s	2.033	2.116	2.199
	6b 4s	2.070	2.155	2.237
	2b 5s	1.768	1.841	1.910
	6b 5s	1.824	1.899	1.971
	2b 6s	1.602	1.667	1.730
	2b 7s	1.480	1.526	1.598
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.556	1.619	1.681
	6b 2s	1.595	1.657	1.719
	2b 3s	1.885	1.963	2.041
	6b 3s	1.927	2.004	2.081
	2b 4s	2.082	2.165	2.248
	6b 4s	2.118	2.203	2.288
	2b 5s	1.809	1.881	1.953
	6b 5s	1.864	1.942	2.014
	2b 6s	1.639	1.706	1.769
	2b 7s	1.514	1.576	1.634

C - Cas : $I_F = 0.1 I_{St}$

$W_S = 2 W_{St}$				
Site	Portique	$T^*/T_{Encastré}$		
		$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	1.482	1.545	1.602
	6b 2s	1.516	1.578	1.640
	2b 3s	1.799	1.872	1.945
	6b 3s	1.837	1.914	1.986
	2b 4s	1.984	2.067	2.142
	6b 4s	2.018	2.103	2.181
	2b 5s	1.725	1.794	1.864
	6b 5s	1.778	1.853	1.922
	2b 6s	1.563	1.626	1.689
	2b 7s	1.444	1.502	1.560
Ferme S_2	2b 2s	1.522	1.579	1.642
	6b 2s	1.556	1.617	1.679
	2b 3s	1.844	1.917	1.990
	6b 3s	1.882	1.959	2.031
	2b 4s	2.033	2.116	2.195
	6b 4s	2.070	2.155	2.237
	2b 5s	1.765	1.838	1.910
	6b 5s	1.821	1.896	1.968
	2b 6s	1.600	1.665	1.728
	2b 7s	1.478	1.540	1.596
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.556	1.619	1.681
	6b 2s	1.595	1.657	1.719
	2b 3s	1.885	1.963	2.041
	6b 3s	1.927	2.004	2.081
	2b 4s	2.082	2.165	2.248
	6b 4s	2.118	2.203	2.288
	2b 5s	1.809	1.881	1.953
	6b 5s	1.864	1.942	2.014
	2b 6s	1.636	1.704	1.769
	2b 7s	1.512	1.574	1.634

Tableau 5.5: Variation des rapports des périodes $T^* / T_{\text{Encastré}}$ pour $W_S = 5W_{St}$

A - Cas : $I_F = 0$ I_{St}

$W_S = 5 W_{St}$				
Site	Portique	$T^* / T_{\text{Encastré}}$		
		$I_F=0$ $W_F=0W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.25W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	2.102	2.144	2.187
	6b 2s	2.151	2.196	2.239
	2b 3s	2.549	2.602	2.653
	6b 3s	2.601	2.655	2.707
	2b 4s	2.811	2.869	2.926
	6b 4s	2.860	2.918	2.976
	2b 5s	2.443	2.493	2.543
	6b 5s	2.522	2.574	2.625
	2b 6s	2.213	2.259	2.304
	2b 7s	2.046	2.088	2.129
Ferme S_2	2b 2s	2.153	2.193	2.238
	6b 2s	2.202	2.247	2.292
	2b 3s	2.611	2.662	2.716
	6b 3s	2.662	2.716	2.770
	2b 4s	2.879	2.939	2.996
	6b 4s	2.929	2.988	3.048
	2b 5s	2.500	2.552	2.604
	6b 5s	2.580	2.635	2.686
	2b 6s	2.265	2.313	2.358
	2b 7s	2.094	2.137	2.180
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	2.198	2.244	2.289
	6b 2s	2.252	2.303	2.348
	2b 3s	2.671	2.726	2.780
	6b 3s	2.725	2.783	2.837
	2b 4s	2.947	3.007	3.067
	6b 4s	2.996	3.059	3.118
	2b 5s	2.560	2.612	2.664
	6b 5s	2.640	2.695	2.750
	2b 6s	2.319	2.367	2.413
	2b 7s	2.142	2.186	2.229

B - Cas : $I_F = 0.05 I_S$

$W_S = 5 W_{St}$				
Site	Portique	$T^*/T_{Encastré}$		
		$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	2.101	2.144	2.187
	6b 2s	2.151	2.196	2.239
	2b 3s	2.549	2.601	2.653
	6b 3s	2.601	2.655	2.707
	2b 4s	2.811	2.869	2.925
	6b 4s	2.859	2.918	2.976
	2b 5s	2.442	2.492	2.542
	6b 5s	2.520	2.572	2.623
	2b 6s	2.212	2.258	2.303
	2b 7s	2.044	2.086	2.128
Ferme S_2	2b 2s	2.153	2.193	2.238
	6b 2s	2.202	2.247	2.292
	2b 3s	2.611	2.662	2.716
	6b 3s	2.662	2.716	2.770
	2b 4s	2.879	2.936	2.996
	6b 4s	2.929	2.988	3.048
	2b 5s	2.500	2.552	2.604
	6b 5s	2.580	2.632	2.686
	2b 6s	2.265	2.313	2.358
	2b 7s	2.092	2.137	2.178
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	2.198	2.244	2.289
	6b 2s	2.252	2.303	2.348
	2b 3s	2.671	2.726	2.780
	6b 3s	2.725	2.783	2.837
	2b 4s	2.943	3.007	3.063
	6b 4s	2.996	3.059	3.118
	2b 5s	2.557	2.612	2.661
	6b 5s	2.640	2.692	2.747
	2b 6s	2.317	2.365	2.413
	2b 7s	2.140	2.185	2.228

C - Cas : $I_F = 0.1 I_s$

$W_s = 5 W_{St}$				
Site	Portique	$T^*/T_{Encastré}$		
		$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	2.101	2.144	2.187
	6b 2s	2.151	2.196	2.239
	2b 3s	2.548	2.601	2.653
	6b 3s	2.601	2.654	2.707
	2b 4s	2.810	2.868	2.925
	6b 4s	2.859	2.918	2.976
	2b 5s	2.441	2.492	2.541
	6b 5s	2.519	2.571	2.622
	2b 6s	2.211	2.257	2.302
	2b 7s	2.043	2.085	2.127
Ferme S_2	2b 2s	2.153	2.193	2.238
	6b 2s	2.202	2.247	2.292
	2b 3s	2.607	2.662	2.716
	6b 3s	2.662	2.716	2.770
	2b 4s	2.875	2.936	2.996
	6b 4s	2.929	2.988	3.048
	2b 5s	2.500	2.552	2.601
	6b 5s	2.577	2.632	2.683
	2b 6s	2.265	2.310	2.356
	2b 7s	2.092	2.135	2.178
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	2.198	2.244	2.289
	6b 2s	2.252	2.303	2.348
	2b 3s	2.671	2.726	2.780
	6b 3s	2.725	2.783	2.837
	2b 4s	2.943	3.003	3.063
	6b 4s	2.996	3.059	3.118
	2b 5s	2.557	2.609	2.661
	6b 5s	2.637	2.692	2.747
	2b 6s	2.317	2.365	2.410
	2b 7s	2.140	2.185	2.228

Le Tableau 5.6 montre les comparaisons entre les périodes calculées par Veletsos, Deleuze-Newmark-Rosenblueth, Gazetas et celles obtenus par la MEF a base encastrée (Exacte).

Tableau 5.6: Variation des rapports des périodes T_{Veletsos} , $T_{\text{Deleuze-Newmark}}$, $T_{\text{Gazetas}} / T_{\text{Encastré}}$

Site	Portique	$T_{\text{Veletsos}} / T_{\text{Encastré}}$	$T_{\text{Deleuze-Newmark}} / T_{\text{Encastré}}$	$T_{\text{Gazetas}} / T_{\text{Encastré}}$
Rochoux S_1	2b 2s	2.034	1.381	1.382
	6b 2s	2.033	1.307	1.307
	2b 3s	2.214	1.675	1.675
	6b 3s	2.189	1.567	1.567
	2b 4s	2.255	1.855	1.855
	6b 4s	2.225	1.722	1.722
	2b 5s	2.023	1.797	1.797
	6b 5s	2.014	1.675	1.675
	2b 6s	1.767	1.633	1.633
2b 7s	1.564	1.513	1.513	
Ferme S_2	2b 2s	2.125	1.402	1.408
	6b 2s	2.280	1.327	1.332
	2b 3s	2.242	1.688	1.690
	6b 3s	2.274	1.577	1.580
	2b 4s	2.266	1.865	1.866
	6b 4s	2.262	1.729	1.730
	2b 5s	2.028	1.805	1.805
	6b 5s	2.022	1.679	1.680
	2b 6s	1.769	1.640	1.640
2b 7s	1.566	1.520	1.520	
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	2.113	1.652	1.686
	6b 2s	2.258	1.540	1.573
	2b 3s	2.251	1.868	1.881
	6b 3s	2.301	1.699	1.714
	2b 4s	2.281	2.028	2.031
	6b 4s	2.300	1.816	1.822
	2b 5s	2.037	1.906	1.904
	6b 5s	2.051	1.721	1.721
	2b 6s	1.778	1.737	1.734
2b 7s	1.571	1.614	1.611	

5.2.2B RPA2003

Les Tableaux 5.7, 5.8 et 5.9 donnent des valeurs comparatives de la période calculée par Veletsos, Deleuze, Newmark-Rosenblueth, Gazetas, notre modèle et celles trouvées par RPA 2003.

Tableau 5.7: Variation des rapports des périodes $T^* / T_{RPA\ 2003}$
A - Cas : $I_F = 0$ I_s

$W_s = 2 W_{St}$				
Site	Portique	$T^* / T_{RPA\ 2003}$		
		$I_F=0$ $W_F=0W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.25W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.5W_{St}$
Rochoux S_1	2b 2s	0.733	0.764	0.792
	6b 2s	0.758	0.789	0.820
	2b 3s	0.814	0.847	0.880
	6b 3s	0.842	0.878	0.911
	2b 4s	0.880	0.916	0.951
	6b 4s	0.910	0.946	0.981
	2b 5s	0.852	0.888	0.921
	6b 5s	0.885	0.921	0.957
	2b 6s	0.885	0.921	0.955
	2b 7s	0.924	0.961	0.998
Ferme S_2	2b 2s	0.752	0.780	0.811
	6b 2s	0.778	0.808	0.839
	2b 3s	0.834	0.869	0.900
	6b 3s	0.863	0.898	0.931
	2b 4s	0.901	0.938	0.975
	6b 4s	0.931	0.970	1.006
	2b 5s	0.874	0.910	0.944
	6b 5s	0.907	0.944	0.980
	2b 6s	0.906	0.943	0.979
	2b 7s	0.946	0.985	1.021
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	0.769	0.800	0.831
	6b 2s	0.797	0.828	0.859
	2b 3s	0.853	0.888	0.923
	6b 3s	0.884	0.919	0.954
	2b 4s	0.923	0.961	0.996
	6b 4s	0.953	0.993	1.030
	2b 5s	0.894	0.931	0.965
	6b 5s	0.928	0.965	1.002
	2b 6s	0.927	0.965	1.001
	2b 7s	0.968	1.007	1.046

B - Cas : $I_F = 0.05 I_s$

$W_S = 2 W_{St}$				
Site	Portique	$T^*/T_{RPA 2003}$		
		$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	0.733	0.764	0.792
	6b 2s	0.758	0.789	0.820
	2b 3s	0.814	0.847	0.880
	6b 3s	0.842	0.878	0.911
	2b 4s	0.880	0.916	0.951
	6b 4s	0.910	0.946	0.981
	2b 5s	0.852	0.887	0.921
	6b 5s	0.885	0.921	0.955
	2b 6s	0.884	0.921	0.955
	2b 7s	0.923	0.961	0.997
Ferme S_2	2b 2s	0.752	0.780	0.811
	6b 2s	0.778	0.808	0.839
	2b 3s	0.834	0.867	0.900
	6b 3s	0.863	0.898	0.931
	2b 4s	0.901	0.938	0.975
	6b 4s	0.931	0.970	1.006
	2b 5s	0.874	0.910	0.944
	6b 5s	0.907	0.944	0.980
	2b 6s	0.906	0.943	0.979
	2b 7s	0.946	0.975	1.021
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	0.769	0.800	0.831
	6b 2s	0.797	0.828	0.859
	2b 3s	0.853	0.888	0.923
	6b 3s	0.884	0.919	0.954
	2b 4s	0.923	0.960	0.996
	6b 4s	0.953	0.991	1.030
	2b 5s	0.894	0.930	0.965
	6b 5s	0.927	0.965	1.001
	2b 6s	0.927	0.965	1.001
	2b 7s	0.968	1.007	1.044

C - Cas : $I_F = 0.1 I_s$

$W_S = 2 W_{St}$				
Site	Portique	$T^*/T_{RPA 2003}$		
		$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	0.733	0.764	0.792
	6b 2s	0.758	0.789	0.820
	2b 3s	0.814	0.847	0.880
	6b 3s	0.842	0.878	0.911
	2b 4s	0.880	0.916	0.950
	6b 4s	0.908	0.946	0.981
	2b 5s	0.852	0.887	0.921
	6b 5s	0.884	0.921	0.955
	2b 6s	0.884	0.920	0.955
	2b 7s	0.923	0.960	0.997
Ferme S_2	2b 2s	0.752	0.780	0.811
	6b 2s	0.778	0.808	0.839
	2b 3s	0.834	0.867	0.900
	6b 3s	0.863	0.898	0.931
	2b 4s	0.901	0.938	0.973
	6b 4s	0.931	0.970	1.006
	2b 5s	0.872	0.908	0.944
	6b 5s	0.905	0.942	0.978
	2b 6s	0.905	0.942	0.977
	2b 7s	0.945	0.984	1.020
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	0.769	0.800	0.831
	6b 2s	0.797	0.828	0.859
	2b 3s	0.853	0.888	0.923
	6b 3s	0.884	0.919	0.954
	2b 4s	0.923	0.960	0.996
	6b 4s	0.953	0.991	1.030
	2b 5s	0.894	0.930	0.965
	6b 5s	0.927	0.965	1.001
	2b 6s	0.926	0.964	1.001
	2b 7s	0.967	1.006	1.044

Tableau 5.8: Variation des rapports des périodes $T^* / T_{RPA\ 2003}$

A - Cas : $I_F = 0$ Is

$W_S = 5 W_{St}$				
Site	Portique	$T^* / T_{RPA\ 2003}$		
		$I_F=0$ $W_F=0W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.25W_{St}$	$I_F=0$ $W_F=0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	1.039	1.060	1.081
	6b 2s	1.075	1.098	1.119
	2b 3s	1.153	1.177	1.200
	6b 3s	1.193	1.217	1.241
	2b 4s	1.246	1.272	1.297
	6b 4s	1.287	1.313	1.339
	2b 5s	1.207	1.232	1.256
	6b 5s	1.253	1.279	1.305
	2b 6s	1.252	1.278	1.303
	2b 7s	1.307	1.334	1.361
Ferme S_2	2b 2s	1.064	1.084	1.106
	6b 2s	1.101	1.123	1.146
	2b 3s	1.181	1.204	1.229
	6b 3s	1.221	1.245	1.270
	2b 4s	1.276	1.303	1.328
	6b 4s	1.318	1.345	1.371
	2b 5s	1.235	1.261	1.287
	6b 5s	1.282	1.310	1.335
	2b 6s	1.281	1.308	1.334
	2b 7s	1.338	1.366	1.393
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.087	1.109	1.132
	6b 2s	1.126	1.151	1.174
	2b 3s	1.208	1.233	1.258
	6b 3s	1.250	1.276	1.301
	2b 4s	1.306	1.333	1.360
	6b 4s	1.348	1.376	1.403
	2b 5s	1.265	1.291	1.317
	6b 5s	1.312	1.340	1.367
	2b 6s	1.312	1.339	1.365
	2b 7s	1.369	1.398	1.425

B - Cas : $I_F = 0.05 I_S$

$W_S = 5 W_{St}$				
Site	Portique	$T^* / T_{RPA 2003}$		
		$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.05 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	1.039	1.060	1.081
	6b 2s	1.075	1.098	1.119
	2b 3s	1.153	1.177	1.200
	6b 3s	1.193	1.217	1.241
	2b 4s	1.246	1.271	1.297
	6b 4s	1.286	1.313	1.339
	2b 5s	1.207	1.232	1.256
	6b 5s	1.253	1.278	1.304
	2b 6s	1.251	1.277	1.303
	2b 7s	1.307	1.334	1.360
Ferme S_2	2b 2s	1.064	1.084	1.106
	6b 2s	1.101	1.123	1.146
	2b 3s	1.181	1.204	1.229
	6b 3s	1.221	1.245	1.270
	2b 4s	1.276	1.301	1.328
	6b 4s	1.318	1.345	1.371
	2b 5s	1.235	1.261	1.287
	6b 5s	1.282	1.308	1.335
	2b 6s	1.281	1.308	1.334
	2b 7s	1.337	1.366	1.392
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.087	1.109	1.132
	6b 2s	1.126	1.151	1.174
	2b 3s	1.208	1.233	1.258
	6b 3s	1.250	1.276	1.301
	2b 4s	1.305	1.333	1.358
	6b 4s	1.348	1.376	1.403
	2b 5s	1.264	1.291	1.315
	6b 5s	1.312	1.338	1.365
	2b 6s	1.311	1.338	1.365
2b 7s	1.368	1.396	1.424	

C - Cas : $I_F = 0.1 I_S$

$W_S = 5 W_{St}$				
Site	Portique	$T^*/T_{RPA 2003}$		
		$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$	$I_F = 0.1 I_{St}$ $W_F = 0.5W_{St}$
Rocheux S_1	2b 2s	1.039	1.060	1.081
	6b 2s	1.075	1.098	1.119
	2b 3s	1.153	1.177	1.200
	6b 3s	1.193	1.217	1.241
	2b 4s	1.246	1.271	1.296
	6b 4s	1.286	1.313	1.339
	2b 5s	1.206	1.231	1.256
	6b 5s	1.252	1.278	1.303
	2b 6s	1.251	1.277	1.302
	2b 7s	1.306	1.333	1.359
Ferme S_2	2b 2s	1.064	1.084	1.106
	6b 2s	1.101	1.123	1.146
	2b 3s	1.179	1.204	1.229
	6b 3s	1.221	1.245	1.270
	2b 4s	1.275	1.301	1.328
	6b 4s	1.318	1.345	1.371
	2b 5s	1.235	1.261	1.285
	6b 5s	1.281	1.308	1.334
	2b 6s	1.281	1.307	1.333
	2b 7s	1.337	1.365	1.392
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.087	1.109	1.132
	6b 2s	1.126	1.151	1.174
	2b 3s	1.208	1.233	1.258
	6b 3s	1.250	1.276	1.301
	2b 4s	1.305	1.331	1.358
	6b 4s	1.348	1.376	1.403
	2b 5s	1.264	1.290	1.315
	6b 5s	1.311	1.338	1.365
	2b 6s	1.311	1.338	1.364
	2b 7s	1.368	1.396	1.424

Tableau 5.9: Variation des rapports des périodes $T_{Veletsos}$, $T_{Deleuze-Newmark}$, $T_{Gazetas} / T_{RPA 2003}$

Site	Portique	$T_{Veletsos} / T_{RPA 2003}$	$T_{Deleuze-Newmark} / T_{RPA 2003}$	$T_{Gazetas} / T_{RPA 2003}$
Rochoux S_1	2b 2s	1.005	0.683	0.683
	6b 2s	1.016	0.653	0.653
	2b 3s	1.002	0.7582	0.758
	6b 3s	1.004	0.719	0.719
	2b 4s	1.000	0.822	0.822
	6b 4s	1.001	0.775	0.775
	2b 5s	1.000	0.888	0.888
	6b 5s	1.001	0.832	0.832
	2b 6s	1.000	0.924	0.924
	2b 7s	1.000	0.967	0.967
Ferme S_2	2b 2s	1.050	0.693	0.696
	6b 2s	1.140	0.663	0.666
	2b 3s	1.014	0.764	0.765
	6b 3s	1.043	0.723	0.724
	2b 4s	1.005	0.827	0.827
	6b 4s	1.018	0.778	0.778
	2b 5s	1.002	0.892	0.892
	6b 5s	1.005	0.835	0.835
	2b 6s	1.001	0.928	0.928
	2b 7s	1.001	0.971	0.971
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2b 2s	1.044	0.817	0.833
	6b 2s	1.129	0.770	0.786
	2b 3s	1.018	0.845	0.851
	6b 3s	1.055	0.779	0.786
	2b 4s	1.011	0.899	0.900
	6b 4s	1.035	0.817	0.820
	2b 5s	1.007	0.942	0.941
	6b 5s	1.020	0.855	0.855
	2b 6s	1.006	0.983	0.981
	2b 7s	1.004	1.032	1.030

5.3 Détermination des paramètres intervenant dans le comportement de la réponse structurale

L'étude numérique a été conduite en considérant différents paramètres de base relatifs au sol et à la structure. Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence le rôle de chaque paramètre au niveau du calcul ainsi que l'influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale des structures.

5.3.1 Influence de la hauteur

Le Tableau 5.10 montre l'influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la valeur de la période fondamentale de vibration.

Tableau 5.10A: Influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la période calculée par Veletsos

Site	T _{Veletsos}						Ecart (%) Paramètre de la structure
	H = 8	H = 12	H = 16	H = 20	H = 24	H = 28	
Rocheux S ₁	0.358	0.485	0.6	0.7	0.813	0.912	60.74
Ferme S ₂	0.374	0.491	0.603	0.702	0.814	0.913	59.03
Meuble à très meuble S ₃ - S ₄	0.372	0.493	0.607	0.705	0.818	0.916	59.38
Ecart (%) Paramètre du Sol	3.76	1.622	1.1	0.7	0.6	0.43	

Tableau 5.10B: Influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la période calculée par Deleuze

Site	T _{Deleuze - Newmark}						Ecart (%) Paramètre de la structure
	H = 8	H = 12	H = 16	H = 20	H = 24	H = 28	
Rocheux S ₁	0.243	0.367	0.493	0.621	0.751	0.882	72.45
Ferme S ₂	0.246	0.369	0.496	0.624	0.754	0.886	72.23
Meuble à très meuble S ₃ - S ₄	0.290	0.409	0.539	0.659	0.799	0.941	69.18
Ecart (%) Paramètre du Sol	16.20	10.3	8.53	5.76	6.00	6.26	

Tableau 5.10C: Influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la période calculée par Gazetas

Site	T _{Gazetas}						Ecart (%) Paramètre de la structure
	H = 8	H = 12	H = 16	H = 20	H = 24	H = 28	
Rocheux S ₁	0.243	0.367	0.493	0.621	0.751	0.882	72.45
Ferme S ₂	0.247	0.370	0.496	0.624	0.754	0.886	72.12
Meuble à très meuble S ₃ - S ₄	0.297	0.412	0.540	0.659	0.798	0.940	68.40
Ecart (%) Paramètre du Sol	18.18	10.92	8.71	5.77	5.89	6.17	

Tableau 5.10D: Influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la période calculée par le modèle proposé avec : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$

Site	T*						Ecart (%) Paramètre de la structure
	H = 8	H = 12	H = 16	H = 20	H = 24	H = 28	
Rocheux S ₁	0.272	0.410	0.550	0.621	0.749	0.877	68.98
Ferme S ₂	0.278	0.420	0.563	0.637	0.767	0.898	69.04
Meuble à très meuble S ₃ - S ₄	0.285	0.430	0.576	0.651	0.785	0.919	68.99
Ecart (%) Paramètre du Sol	4.56	4.65	4.51	4.61	4.56	4.57	

Tableau 5.10E: Influence des paramètres du sol et de la hauteur sur la période calculée par le modèle proposé avec : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ $W_F = 0.25W_{St}$

Site	T*						Ecart (%) Paramètre de la structure
	H = 8	H = 12	H = 16	H = 20	H = 24	H = 28	
Rocheux S ₁	0.377	0.569	0.763	0.862	1.038	1.216	68.99
Ferme S ₂	0.386	0.583	0.781	0.883	1.064	1.246	69.02
Meuble à très meuble S ₃ - S ₄	0.395	0.597	0.800	0.904	1.088	1.274	68.99
Ecart (%) Paramètre du Sol	4.56	4.69	4.63	4.65	4.60	4.55	

5.3.2 Influence du nombre des ouvertures

Pour les quatre sites cités en RPA 2003, en variant les nombres d'ouvertures ($N_X = N_Y$ et N_Z) dans les deux directions ($x = y$ et z) pour les mêmes caractéristiques des structures. Le Tableau 5.11 donne une synthèse des résultats obtenus en termes de rapports des périodes propres de vibration avec et sans l'interaction sol-structure (ISS).

Tableau 5.11A: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamique

Cas : Méthode de Deleuze et Newmark Rosenblueth pour un site Rocheux

Site Rocheux S ₁	T _{Deleuze et Newmark-Rosenblueth} / T _{Encastré}					Ecart Max (%)
	N _x = N _y	N _z = 2	N _z = 3	N _z = 4	N _z = 5	
2		1.381	1.675	1.855	1.797	41.60
6		1.307	1.567	1.722	1.675	36.80
Ecart Max (%)		7.40	10.80	13.30	12.20	

Tableau 5.11B: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamique

Cas : Méthode de Deleuze et Newmark Rosenblueth pour un site ferme

Site ferme S ₂	T _{Deleuze et Newmark-Rosenblueth} / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	1.402	1.688	1.865	1.805	40.30
	6	1.327	1.577	1.729	1.679	35.20
	Ecart Max (%)	7.50	11.10	13.60	12.60	

Tableau 5.11C: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamique

Cas : Méthode de Deleuze et Newmark Rosenblueth pour les sites meuble et très meuble

site meuble à très meuble S ₃ – S ₄	T _{Deleuze et Newmark-Rosenblueth} / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	1.652	1.868	2.028	1.906	25.40
	6	1.540	1.699	1.816	1.721	18.40
	Ecart Max (%)	11.20	16.90	21.20	18.50	

Tableau 5.11D: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec W_S = 0W_{St}, I_F = 0.05I_{St} et W_F = 0.25W_{St} pour un site Rocheux

Site Rocheux – S ₁	T* / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	0.954	1.159	1.281	1.112	15.80
	6	0.977	1.184	1.303	1.149	17.20
	Ecart Max (%)	2.30	2.50	2.20	3.70	

Tableau 5.11E: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec W_S = 0W_{St}, I_F = 0.05I_{St} et W_F = 0.25W_{St} pour un site Ferme

Site Ferme – S ₂	T* / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	0.982	1.191	1.312	1.141	15.90
	6	1.005	1.216	1.337	1.178	17.30
	Ecart Max (%)	2.30	2.50	2.50	3.70	

Tableau 5.11F: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 0W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour les sites meuble et très meuble

Site Meuble à très Meuble $S_3 - S_4$	$T^* / T_{Encastré}$					
	$N_X = N_Y$	$N_Z = 2$	$N_Z = 3$	$N_Z = 4$	$N_Z = 5$	Ecart Max (%)
	2	1.005	1.219	1.342	1.167	16.20
	6	1.028	1.243	1.366	1.204	17.60
	Ecart Max (%)	2.30	2.40	2.40	3.70	

Tableau 5.11G: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour un site Rocheux

Site Rocheux $- S_1$	$T^* / T_{Encastré}$					
	$N_X = N_Y$	$N_Z = 2$	$N_Z = 3$	$N_Z = 4$	$N_Z = 5$	Ecart Max (%)
	2	1.545	1.872	2.067	1.794	24.90
	6	1.578	1.914	2.103	1.853	27.50
	Ecart Max (%)	3.30	4.20	3.60	5.90	

Tableau 5.11H: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour un site Ferme

Site Ferme $- S_2$	$T^* / T_{Encastré}$					
	$N_X = N_Y$	$N_Z = 2$	$N_Z = 3$	$N_Z = 4$	$N_Z = 5$	Ecart Max (%)
	2	1.580	1.918	2.117	1.841	26.10
	6	1.618	1.960	2.156	1.899	28.10
	Ecart Max (%)	3.80	4.20	3.90	5.80	

Tableau 5.11I: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour les sites meuble et très meuble

Site Meuble à très Meuble $S_3 - S_4$	$T^* / T_{Encastré}$					
	$N_X = N_Y$	$N_Z = 2$	$N_Z = 3$	$N_Z = 4$	$N_Z = 5$	Ecart Max (%)
	2	1.619	1.963	2.165	1.882	26.30
	6	1.657	2.005	2.204	1.943	28.60
	Ecart Max (%)	3.80	4.20	3.90	6.10	

Tableau 5.11J: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour un site Rocheux

Site Rocheux – S ₁	T* / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	2.145	2.602	2.869	2.493	34.80
	6	2.196	2.655	2.919	2.573	37.70
	Ecart Max (%)	5.10	5.30	5.00	8.00	

Tableau 5.11K: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour un site Ferme

Site Ferme – S ₂	T* / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	2.193	2.662	2.936	2.552	35.90
	6	2.247	2.716	2.989	2.632	38.50
	Ecart Max (%)	5.40	5.40	5.30	8.00	

Tableau 5.11L: Influence du nombre des ouvertures dans la réponse dynamiqueCas : Modèle proposé avec $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ pour les sites meuble et très meuble

Site Meuble à très Meuble S ₃ – S ₄	T* / T _{Encastré}					
	N _X = N _Y	N _Z = 2	N _Z = 3	N _Z = 4	N _Z = 5	Ecart Max (%)
	2	2.244	2.726	3.008	2.612	36.80
	6	2.303	2.784	3.059	2.693	39.00
	Ecart Max (%)	5.90	5.80	5.10	8.10	

5.3.3 Influence de l'inertie de la semelle en fonction des paramètres du sol

Le Tableau 5.12 montre l'influence de l'inertie de la semelle I_F du modèle proposé en fonction des paramètres du sol sous l'effet de l'interaction sol structure.

Tableau 5.12A: Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du solCas : $W_S = 2W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Rigides

Site	T* / T _{Encastré}			
	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart Max (%)
Rocheux – S ₁	1.545	1.545	1.545	/
Ferme – S ₂	1.580	1.580	1.580	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	1.620	1.620	1.620	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	7.50	7.50	7.50	

Tableau 5.12B: Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du sol**Cas :** $W_S = 2W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Semi rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart Max (%)
Rocheux – S_1	2.067	2.067	2.067	/
Ferme – S_2	2.117	2.117	2.117	/
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2.169	2.165	2.165	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	10.20	9.80	9.80	

Tableau 5.12C: Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du sol**Cas :** $W_S = 2W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Flexible

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart Max (%)
Rocheux – S_1	1.504	1.504	1.502	/
Ferme – S_2	1.542	1.527	1.541	/
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	1.576	1.576	1.575	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	7.20	7.20	7.30	

Tableau 5.12D: Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du sol**Cas :** $W_S = 5W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart Max (%)
Rocheux – S_1	2.144	2.144	2.144	/
Ferme – S_2	2.193	2.193	2.193	/
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	2.244	2.244	2.244	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	10.00	10.00	10.00	

Tableau 5.12E: Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du sol**Cas :** $W_S = 5W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Semi rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	2.870	2.869	2.868	/
Ferme – S ₂	2.940	2.936	2.936	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	3.008	3.008	3.004	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	13.80	13.90	13.60	

Tableau 5.12F: Influence du moment d'inertie des semelles en fonction des paramètres du sol**Cas :** $W_S = 5W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Flexible

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	2.088	2.087	2.086	/
Ferme – S ₂	2.137	2.137	2.135	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	2.187	2.185	2.185	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	9.90	6.85	9.90	

Le Tableau 5.13 présente l'écart de la variation de l'inertie de la semelle I_F en fonction de l'inertie de la structure I_{St} sur la valeur de la période fondamentale de vibration.

Tableau 5.13A: Variation de I_F en fonction de I_{St} **Cas :** $W_S = 2W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Rigides

T^*				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.272	0.272	0.272	/
Ferme – S ₂	0.278	0.278	0.278	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.285	0.285	0.285	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.56	4.56	4.56	

Tableau 5.13B: Variation de I_F en fonction de I_{St} Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Semi rigides

T^*				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.550	0.550	0.550	/
Ferme – S ₂	0.563	0.563	0.563	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.577	0.577	0.577	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.68	4.68	4.68	

Tableau 5.13C: Variation de I_F en fonction de I_{St} Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Flexibles

T^*				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.877	0.877	0.876	/
Ferme – S ₂	0.899	0.898	0.898	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.919	0.919	0.919	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.57	4.57	4.68	

Tableau 5.13D: Variation de I_F en fonction de I_{St} Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Rigides

T^*				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.378	0.378	0.378	/
Ferme – S ₂	0.386	0.386	0.386	/
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.395	0.395	0.395	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.30	4.30	4.30	

Tableau 5.13E: Variation de I_F en fonction de I_{St} Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Semi rigides

T^*				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S_1	0.763	0.763	0.763	/
Ferme – S_2	0.782	0.781	0.781	/
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	0.800	0.800	0.799	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.63	4.63	4.51	

Tableau 5.13F: Variation de I_F en fonction de I_{St} Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Structures Flexibles

T^*				
Site	$I_F=0 I_{St}$	$I_F=0.05I_{St}$	$I_F=0.1I_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S_1	1.217	1.217	1.216	/
Ferme – S_2	1.246	1.246	1.245	/
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	1.275	1.274	1.274	/
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.55	4.55	4.55	

5.3.4 Influence de la masse de la semelle en fonction des paramètres du sol

Le Tableau 5.14 présente l'influence de la masse de la semelle W_F du modèle proposé en fonction des paramètres du sol sous l'effet de l'interaction sol structure.

Tableau 5.14A: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_F Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S_1	1.482	1.545	1.602	12.00
Ferme – S_2	1.523	1.580	1.642	11.90
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	1.557	1.619	1.681	12.40
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	7.50	7.40	7.90	

Tableau 5.14B: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_F Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	1.985	2.068	2.147	16.20
Ferme – S ₂	2.034	2.117	2.199	16.50
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	2.083	2.165	2.248	16.50
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	9.80	9.70	10.10	

Tableau 5.14C: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_F Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	1.444	1.504	1.561	11.70
Ferme – S ₂	1.480	1.527	1.599	11.90
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	1.515	1.576	1.635	12.00
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	7.10	7.20	7.40	

Tableau 5.14D: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_F Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	2.102	2.145	2.187	8.50
Ferme – S ₂	2.153	2.193	2.239	8.60
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	2.199	2.244	2.290	9.10
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	9.70	9.90	10.30	

Tableau 5.14E: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_F Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	2.811	2.869	2.926	11.50
Ferme – S ₂	2.880	2.936	2.996	11.60
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	2.944	3.008	3.064	12.00
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	13.30	13.90	13.80	

Tableau 5.14F: l'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_F Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	2.045	2.087	2.128	8.30
Ferme – S ₂	2.093	2.137	2.178	8.50
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	2.317	2.365	2.413	9.60
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	27.20	27.80	28.50	

Les Tableaux 5.15 et 5.16 présentent l'écart de la variation de la masse de la semelle W_F en fonction de la masse de la structure W_{St} sur la valeur de la période fondamentale de vibration.

Tableau 5.15A: Variation du W_F en fonction de W_{St} Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides

T^*				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.261	0.272	0.282	7.45
Ferme – S ₂	0.268	0.278	0.289	7.27
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.274	0.285	0.296	7.43
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.74	4.56	4.73	

Tableau 5.15B: Variation du W_F en fonction de W_{St} Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides

T^*				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.528	0.550	0.571	7.53
Ferme – S ₂	0.541	0.563	0.585	7.52
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.554	0.576	0.598	7.36
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.69	4.51	4.51	

Tableau 5.15C: Variation du W_F en fonction de W_{St} Cas : $W_S = 2W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles

T^*				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.842	0.877	0.910	7.47
Ferme – S ₂	0.863	0.898	0.932	7.40
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.883	0.919	0.953	7.35
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.64	4.57	4.51	

Tableau 5.16A: Variation du W_F en fonction de W_{St} Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides

T^*				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.369	0.377	0.385	4.16
Ferme – S ₂	0.379	0.386	0.394	3.81
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.387	0.395	0.403	3.97
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.65	4.56	4.47	

Tableau 5.16B: Variation du W_F en fonction de W_{St} Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides

T^*				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.747	0.763	0.778	3.98
Ferme – S ₂	0.766	0.781	0.797	3.89
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.783	0.800	0.815	3.93
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.60	4.63	4.54	

Tableau 5.16C: Variation du W_F en fonction de W_{St} Cas : $W_S = 5W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles

T^*				
Site	$W_F=0 W_{St}$	$W_F=0.25W_{St}$	$W_F=0.5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	1.192	1.216	1.241	3.95
Ferme – S ₂	1.220	1.246	1.270	3.94
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	1.248	1.274	1.299	3.93
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.49	4.55	4.47	

5.3.5. Influence de la masse du sol en fonction des paramètres des sites

Le Tableau 5.17 montre l'influence de la masse du sol W_S sur l'interaction sol structure en fonction des paramètres du site.

Tableau 5.17A: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_S Cas : $W_F = 0.25W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_S=0 W_{St}$	$W_S= 2W_{St}$	$W_S= 5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.955	1.545	2.144	118.90
Ferme – S ₂	0.983	1.580	2.193	121.00
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	1.006	1.619	2.244	123.80
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	5.10	7.40	10.00	

Tableau 5.17B: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_S Cas : $W_F = 0.25W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Semi rigides

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_S=0 W_{St}$	$W_S= 2W_{St}$	$W_S= 5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	1.282	2.068	2.869	158.70
Ferme – S ₂	1.316	2.117	2.936	162.00
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	1.346	2.165	3.008	166.20
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	6.40	9.70	13.90	

Tableau 5.17C: L'effet de l'ISS en tenant compte de la variation de W_S Cas : $W_F = 0.25W_{St}$ et $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Flexibles

$T^* / T_{Encastré}$				
Site	$W_S=0 W_{St}$	$W_S= 2W_{St}$	$W_S= 5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.933	1.504	3.580	264.70
Ferme – S ₂	0.955	1.527	3.666	271.10
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.977	1.576	3.747	277.00
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.40	7.20	16.70	

Le Tableau 5.18 présente l'écart de la variation de la masse du sol W_S en fonction de la masse de la structure W_{St} sur la valeur de la période fondamentale de vibration.

Tableau 5.18A: Variation du W_S en fonction de W_{St} Cas : $I_F = 0.05I_{St}$ - Structures Rigides

T^*				
Site	$W_S=0 W_{St}$	$W_S=2W_{St}$	$W_S=5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.169	0.272	0.378	55.29
Ferme – S ₂	0.173	0.278	0.386	55.18
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.177	0.285	0.395	55.19
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.52	4.56	4.30	

Tableau 5.18B: Variation du W_S en fonction de W_{St} Cas: $I_F = 0.05I_{St}$ Structures Semi rigides

T^*				
Site	$W_S = 0 W_{St}$	$W_S = 2W_{St}$	$W_S = 5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.263	0.550	0.763	65.53
Ferme – S ₂	0.270	0.563	0.781	65.42
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.277	0.576	0.800	65.38
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	5.05	4.51	4.63	

Tableau 5.18C: Variation du W_S en fonction de W_{St} Cas : $I_F = 0.05I_{St}$ Structures Flexibles

T^*				
SITE	$W_S = 0 W_{St}$	$W_S = 2W_{St}$	$W_S = 5W_{St}$	Paramètre de la structure Ecart (%)
Rocheux – S ₁	0.544	0.877	1.217	55.30
Ferme – S ₂	0.557	0.898	1.246	55.30
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	0.570	0.919	1.274	55.26
Paramètre du Sol Ecart Max (%)	4.56	4.57	4.47	

Le Tableau 5.19 présente les valeurs des périodes propres trouvées par les différentes méthodes : MEF Exacte, Adeli et par le modèle présenté dont le cas $W_S = 0 W_{St}$ (masse du sol négligeable).

Tableau 5.19: Variation des valeurs des périodes selon différentes méthodes dans le cas $W_S = 0 W_{St}$.

Site	Portique	Valeurs des périodes sous l'effet de l'interaction sol structure ISS avec : $W_S = 0 W_{St}$											
		RPA 2003	Exacte MEF a base encastrée	ADELI	T*								
					$W_S = 0 W_{St}$								
					$I_F = 0$			$I_F = 0.05 I_{St}$			$I_F = 0.1 I_{St}$		
					$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$
Rochoux – S1 $r = 1.00$	2b 2s	0.356	0.176	0.151	0.151	0.168	0.184	0.151	0.169	0.185	0.151	0.169	0.185
	6b 2s	0.356	0.178	0.157	0.156	0.174	0.191	0.156	0.175	0.192	0.156	0.175	0.192
	2b 3s	0.484	0.219	0.228	0.227	0.254	0.279	0.228	0.255	0.279	0.227	0.255	0.279
	6b 3s	0.484	0.222	0.236	0.235	0.263	0.288	0.236	0.264	0.289	0.236	0.264	0.289
	2b 4s	0.600	0.266	0.304	0.305	0.341	0.373	0.305	0.341	0.374	0.305	0.341	0.374
	6b 4s	0.600	0.270	0.315	0.315	0.352	0.386	0.315	0.352	0.386	0.315	0.352	0.386
	2b 5s	0.700	0.346	0.343	0.345	0.385	0.422	0.345	0.386	0.423	0.345	0.386	0.423
	6b 5s	0.700	0.348	0.354	0.358	0.400	0.438	0.358	0.400	0.439	0.358	0.400	0.438
	2b 6s	0.813	0.460	0.412	0.415	0.464	0.509	0.416	0.465	0.509	0.415	0.464	0.509
	2b 7s	0.912	0.583	0.481	0.486	0.544	0.596	0.487	0.544	0.596	0.487	0.544	0.596
Ferme – S2 $r = 1.05$	2b 2s	0.356	0.176	0.151	0.154	0.173	0.189	0.155	0.173	0.190	0.155	0.173	0.190
	6b 2s	0.356	0.178	0.157	0.160	0.179	0.196	0.160	0.179	0.196	0.160	0.179	0.196
	2b 3s	0.484	0.219	0.228	0.233	0.261	0.286	0.234	0.261	0.286	0.234	0.261	0.286
	6b 3s	0.484	0.222	0.236	0.241	0.270	0.295	0.242	0.270	0.296	0.242	0.270	0.296
	2b 4s	0.600	0.266	0.304	0.312	0.349	0.383	0.313	0.350	0.383	0.313	0.350	0.383
	6b 4s	0.600	0.270	0.315	0.323	0.361	0.395	0.323	0.361	0.396	0.323	0.361	0.396
	2b 5s	0.700	0.346	0.343	0.353	0.395	0.432	0.353	0.395	0.433	0.353	0.395	0.433
	6b 5s	0.700	0.348	0.354	0.366	0.410	0.449	0.367	0.410	0.449	0.367	0.410	0.449
	2b 6s	0.813	0.460	0.412	0.425	0.476	0.521	0.426	0.476	0.521	0.425	0.476	0.521
	2b 7s	0.912	0.583	0.481	0.498	0.557	0.610	0.498	0.557	0.610	0.498	0.557	0.610
Meuble à très meuble S3 – S4 $r = 1.10$	2b 2s	0.356	0.176	0.151	0.158	0.177	0.193	0.158	0.177	0.193	0.158	0.177	0.194
	6b 2s	0.356	0.178	0.157	0.164	0.183	0.200	0.164	0.183	0.200	0.164	0.183	0.201
	2b 3s	0.484	0.219	0.228	0.239	0.267	0.292	0.238	0.267	0.292	0.239	0.267	0.293
	6b 3s	0.484	0.222	0.236	0.247	0.276	0.302	0.247	0.276	0.302	0.247	0.276	0.303
	2b 4s	0.600	0.266	0.304	0.320	0.357	0.392	0.320	0.357	0.391	0.320	0.358	0.392
	6b 4s	0.600	0.270	0.315	0.330	0.369	0.404	0.330	0.369	0.404	0.331	0.370	0.405
	2b 5s	0.700	0.346	0.343	0.361	0.404	0.443	0.361	0.404	0.442	0.362	0.404	0.443
	6b 5s	0.700	0.348	0.354	0.375	0.419	0.459	0.375	0.419	0.459	0.375	0.419	0.460
	2b 6s	0.813	0.460	0.412	0.435	0.487	0.533	0.435	0.486	0.533	0.435	0.487	0.533
	2b 7s	0.912	0.583	0.481	0.510	0.570	0.624	0.509	0.570	0.624	0.509	0.570	0.624

5.3.6 Influence des paramètres du sol (l'effet ISS)

Le Tableau 5.20 montre le pourcentage de l'influence des paramètres du sol tel que : le module d'élasticité E, le module de cisaillement G, le coefficient de poisson μ et la vitesse d'onde de cisaillement V_s sur la période de vibration.

Tableau 5.20A : Pourcentages de L'effet de l'interaction sol structure ISS Cas : $W_S = 2W_{St}$

$W_S = 2W_{St}$												
Site	Type de Structure	$I_F = 0$			$I_F = 0.05 I_{St}$			$I_F = 0.1 I_{St}$			Moyenne	Ecart (%) Paramètre de la structure
		$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$		
Rocheux S_1	Rigide	32.56	35.29	27.58	32.56	35.29	37.58	32.56	35.29	37.58	35.15	13.36
	Semi rigide	45.58	47.76	49.65	45.58	47.76	49.65	45.58	47.76	49.65	47.67	08.20
	flexible	30.84	33.52	36.00	30.76	33.52	35.93	30.76	33.44	35.93	33.41	14.17
Ecart (%) Paramètre du Sol		05.30	05.02	04.21	05.55	05.02	04.40	05.55	05.23	04.40		
Ferme S_2	Rigide	34.32	36.69	39.10	34.33	36.69	39.10	34.33	36.69	39.10	36.71	12.20
	Semi rigide	50.83	52.75	54.53	50.83	52.75	54.53	50.83	52.75	54.45	52.70	06.64
	flexible	32.44	35.15	37.44	32.44	35.07	37.44	32.37	35.07	37.38	34.98	13.20
Ecart (%) Paramètre du Sol		05.49	04.20	04.23	05.49	04.40	04.23	05.72	04.39	04.40		
Meuble à très meuble $S_3 - S_4$	Rigide	35.77	38.25	40.54	35.77	38.24	40.54	35.77	38.24	40.54	38.18	11.78
	Semi rigide	51.99	53.90	55.51	51.99	53.82	55.51	51.99	53.82	55.51	53.78	06.36
	flexible	33.98	36.56	38.89	33.98	36.56	38.82	33.90	36.49	38.82	36.44	12.49
Ecart (%) Paramètre du Sol		05.01	04.40	04.07	05.01	04.40	04.23	05.22	04.58	04.23		

Tableau 5.20B – Pourcentages de L’effet de l’interaction sol structure ISS Cas : $W_S=5W_{St}$

$W_S = 5 W_{St}$												
Site	Type de Structure	$I_F = 0$			$I_F = 0.05 I_{St}$			$I_F = 0.1 I_{St}$			Moyenne	Ecart (%) Paramètre de la structure
		$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$		
Rocheux S ₁	Rigide	52.42	53.38	54.29	52.29	53.38	54.29	52.42	53.38	54.29	53.36	3.42
	Semi rigide	61.56	62.34	63.07	61.56	62.33	63.07	61.56	62.33	63.07	62.32	2.39
	flexible	51.12	52.11	53.04	51.10	52.08	53.02	51.07	52.06	52.99	52.07	3.51
Ecart (%) Paramètre du Sol		2.48	2.37	2.29	2.53	2.42	2.34	2.58	2.47	2.39		
Ferme S ₂	Rigide	53.56	54.40	55.33	53.65	54.40	55.33	53.56	54.40	55.33	54.43	3.20
	Semi rigide	65.27	65.98	66.62	65.27	65.94	66.62	65.23	65.94	66.62	65.95	2.03
	flexible	52.25	53.21	54.13	52.21	53.21	54.10	52.21	53.17	54.10	53.18	3.41
Ecart (%) Paramètre du Sol		2.44	2.19	2.17	2.52	2.19	2.23	2.51	2.26	2.23		
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄	Rigide	54.52	55.44	56.33	54.52	55.44	56.33	54.52	55.44	56.33	55.43	55.43
	Semi rigide	66.07	66.75	67.40	66.03	66.75	67.36	66.02	66.71	67.36	66.71	66.72
	flexible	53.32	54.27	55.15	53.29	54.24	55.12	53.29	54.24	55.12	54.23	54.22
Ecart (%) Paramètre du Sol		2.20	2.11	2.08	2.27	2.17	2.15	2.27	2.17	2.15		

5.3.7 L’effet de la déflexion par Rotation ou Balancement – Rocking Mode

Le Tableau 5.21 illustre l’effet de la prise en compte du mode de balancement - Rocking Mode - dû à l’effet du sol sur la déflexion finale du bâtiment sans prise en compte de l’ISS « Mode de flexion et Mode de cisaillement ».

Tableau 5.21 – L'effet de la prise en compte du mode de Balancement Cas : $W_S=0W_{St}$

T* / T _{Adeli} pour : $W_S = 0 W_{St}$										
Site	Portique	$I_F = 0$			$I_F = 0.05 I_{St}$			$I_F = 0.1 I_{St}$		
		$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$	$W_F = 0 W_{St}$	$W_F = 0.25 W_{St}$	$W_F = 0.5 W_{St}$
Rocheux – S ₁ r = 1,00	2b 2s	1.000	1.1125	1.2185	1.000	1.1192	1.2251	1.000	1.119	1.225
	6b 2s	0.993	1.108	1.216	0.993	1.114	1.222	0.996	1.114	1.222
	2b 3s	0.995	1.1140	1.223	1.000	1.118	1.223	0.995	1.118	1.223
	6b 3s	0.995	1.114	1.220	1.000	1.118	1.224	1.000	1.118	1.224
	2b 4s	1.003	1.121	1.226	1.003	1.121	1.230	1.003	1.121	1.230
	6b 4s	1.000	1.117	1.225	1.000	1.117	1.225	1.000	1.117	1.225
	2b 5s	1.005	1.122	1.230	1.005	1.125	1.233	1.005	1.125	1.233
	6b 5s	1.011	1.129	1.237	1.011	1.129	1.240	1.011	1.129	1.237
	2b 6s	1.007	1.126	1.235	1.009	1.128	1.235	1.007	1.126	1.235
Ferme – S ₂ r = 1,05	2b 7s	1.010	1.130	1.239	1.012	1.130	1.239	1.012	1.130	1.239
	2b 2s	1.019	1.145	1.251	1.026	1.145	1.258	1.026	1.145	1.258
	6b 2s	1.019	1.140	1.248	1.019	1.140	1.248	1.019	1.140	1.248
	2b 3s	1.021	1.144	1.254	1.026	1.144	1.254	1.026	1.144	1.254
	6b 3s	1.021	1.144	1.250	1.025	1.144	1.254	1.025	1.144	1.254
	2b 4s	1.026	1.148	1.259	1.029	1.151	1.259	1.029	1.151	1.259
	6b 4s	1.025	1.146	1.253	1.025	1.146	1.257	1.025	1.146	1.257
	2b 5s	1.029	1.151	1.259	1.029	1.151	1.262	1.029	1.151	1.262
	6b 5s	1.033	1.158	1.268	1.036	1.158	1.268	1.036	1.158	1.268
Meuble à très meuble S ₃ – S ₄ r = 1,10	2b 6s	1.031	1.155	1.264	1.033	1.155	1.264	1.031	1.155	1.264
	2b 7s	1.035	1.158	1.268	1.035	1.158	1.268	1.035	1.158	1.268
	2b 2s	1.046	1.172	1.278	1.046	1.172	1.278	1.046	1.172	1.284
	6b 2s	1.044	1.165	1.273	1.044	1.165	1.273	1.044	1.165	1.280
	2b 3s	1.048	1.171	1.280	1.043	1.171	1.280	1.048	1.171	1.285
	6b 3s	1.046	1.169	1.279	1.046	1.169	1.279	1.046	1.169	1.283
	2b 4s	1.052	1.174	1.289	1.052	1.174	1.286	1.052	1.177	1.289
	6b 4s	1.047	1.171	1.282	1.047	1.171	1.282	1.050	1.174	1.285
	2b 5s	1.052	1.177	1.291	1.052	1.177	1.288	1.055	1.177	1.291
6b 5s	1.059	1.183	1.296	1.059	1.183	1.296	1.059	1.183	1.299	
2b 6s	1.055	1.182	1.293	1.055	1.179	1.293	1.055	1.182	1.293	
2b 7s	1.060	1.185	1.297	1.058	1.185	1.297	1.058	1.185	1.297	

5.4 Interprétations

- L'étude numérique a été conduite en considérant différentes vitesses d'ondes de cisaillements correspondant aux différents sites, cela a permis d'analyser l'effet de l'ISS sur la période fondamentale de la structure. Le premier effet d'ISS constaté est l'allongement de la période fondamentale de la structure par rapport à la valeur obtenue dans le cas de la structure à base encadrée, cet effet est exprimé soit par l'augmentation des rapports ($T^* / T_{\text{Encastré}}$, $T_{\text{Veletsos}} / T_{\text{Encastré}}$, $T_{\text{Deleuze - Newmark}} / T_{\text{Encastré}}$ et $T_{\text{Gazetas}} / T_{\text{Encastré}}$) soit par l'augmenter de la vitesse d'onde de cisaillement du sol.
- Sous l'effet de l'interaction sol structure et dans le cas où $W_S = 2W_{St}$, L'augmentation du moment d'inertie I_F de 0 à $0.1I_{St}$ provoque une augmentation maximale pour les structures semi rigides de 9.93% et de 13.76% dans le cas $W_S = 5W_{St}$, est également illustré sur le [Tableau 4.20](#). Une augmentation de 11.53% est constatée par Tbatou [[T. Tbatou et al, 2014](#)].
- Les valeurs des périodes fondamentales de vibrations calculées par le modèle proposé, Veletsos, Deleuze, Newmark et Gazetas sont proches de celles données par RPA 2003 avec une surestimation de l'ordre 4% - [Tableau 5.7](#), [Tableau 5.8](#) et [Tableau 5.9](#).

Les comparaisons sont exprimées par les rapports T^* / T_{RPA2003} , $T_{\text{Veletsos}} / T_{\text{RPA2003}}$,

$T_{\text{Deleuze - Newmark}} / T_{\text{RPA2003}}$ et $T_{\text{Gazetas}} / T_{\text{RPA2003}}$ qui varient de :

- 0.814 à 0.776 pour les structures rigides lors du passage du S_3 et S_4 vers un site rocheux type S_1 .
 - 0.940 à 0.896 pour les structures semi rigides lors de passage du site S_3 et S_4 vers un site rocheux type S_1 .
 - 0.967 à 0.896 pour les structures flexibles lors de passage d'un site très meuble à un site rocheux.
-
- Les valeurs données par le [Tableau 5.19](#) montrent que les résultats obtenus par notre modèle (modèle sans tenir compte de la masse du sol et des fondations) et ceux obtenus par le modèle Adeli et la méthode MEF(base encadrée) sont assez proches avec des écarts de 1% pour le site S_1 , 3% pour le site S_2 et de 5% pour les sites S_3 et S_4 .
 - Les valeurs données par le [Tableau 5.3A](#) Montrent que les résultats obtenues par notre modèle (modèle en tenant compte de la masse du sol et des fondations) sont très proches de ceux obtenus par les méthodes de Gazetas, Deleuze et Newmark- Rosenblueth avec des écarts de 5.57% pour le site S_2 et de 6.01% pour le site S_3 et S_4 .

- La principale constatation de l'effet d'ISS est l'augmentation de la valeur de la période fondamentale comparée à celle calculée dans le cas d'une structure encadrée à la base. Cela est dû à l'influence de différents paramètres (sol, fondations et structure) voir : [Tableau 5.20](#).

- Pour certaines configurations (structures semi rigides reposée sur des sites S_3 et S_4), l'effet de l'interaction sol structure se traduit par une augmentation de l'ordre de 53.78% à 66.72%. Ce phénomène est déjà cité par Khalil avec un écart de 70% [[L. Khalil, 2009](#)].

- La diminution de la rigidité du sol se traduit par une augmentation de la période fondamentale. Cette augmentation est minimale dans le site S_1 (masse du sol et des fondations nuls) et maximale dans les sites S_3 et S_4 . Les écarts sont illustrés sur le [Tableau 5.10](#) et qui sont :

69% par la méthode du modèle proposé.

71.29% par la méthode de Deleuze et Newmark-Rosenblueth.

70.99% par la méthode de Gazetas.

59.72% par la méthode simplifiée de Veletsos.

Une augmentation de 78% a été observée par Jayalekshmi [[B.R. Jayalekshmi et al, 2013](#)] et de 70% par Kraus [[I. Kraus et al, 2013](#)].

- La variation de la masse de la semelle W_F se traduit par une augmentation de la période fondamentale comme le montre les [Tableaux 5.12](#) et [5.14](#). Cette augmentation est de 12.1% pour les structures rigides, 16.4% pour les structures semi rigides et de 11.87% pour les structures flexible (cas ou $W_S = 2W_{ST}$).

Dans le cas ou $W_S = 5W_{ST}$, une augmentation de 13.67% pour les structures semi rigides et de 27.85% pour les structures flexibles.

Une augmentation de 26% à 29% a été observée par Chinmayi [[H.K. Chinmayi et al, 2013](#)].

- La variation de la masse du sol W_s se traduit par une augmentation de la période fondamentale comme le montre le [Tableau 5.17](#). Cette augmentation atteint 121.23% pour les structures rigides, 162,3% pour les structures semi rigides et 270.93% pour les structures flexibles. Ces résultats montrent l'importance de l'interaction sol-fondation-structure sur la réponse sismique des structures. Ils correspondent à l'interaction cinématique.

- Sous l'effet d'ISS, nous remarquons que la valeur de la période fondamentale augmente avec les paramètres suivant :

* -Nombre d'étage N_Z : dans ce cas, l'augmentation est de 16.67% dans le site S_1 , 26.9% dans le site S_2 et 37.11% dans les sites S_3 et S_4 Tableau 5.11. Les résultats obtenus sont en accord avec les travaux de Chinmayi [H.K. Chinmayi et al, 2013]

* -Nombre des ouvertures ($N_x = N_y$) : dans ce cas, l'augmentation est moins significative, elle est de 2.71% dans le cas $W_S = 0W_{St}$, 4.39% dans le cas $W_S = 2W_{St}$ et de 6.04% dans le cas $W_S = 5W_{St}$ Tableau 5.11.

* - Rapport W_F / W_{St} : l'augmentation est de 7,42% dans le cas ou $W_S = 2W_{St}$, elle est de 3.95% dans le cas ou $W_S = 5W_{St}$.

Cette augmentation est constatée sur tous les sites (voir : Tableau 5.15 et Tableau 5.16).

* - Rapport I_F / I_{St} : dans ce cas, l'augmentation constatée est inférieure à 5% comme c'est indiqué sur le Tableau 5.13.

Ces résultats sont en accords avec les travaux de Stewart [J.P. Stewart et al, 1999] et Veletsos [A.S. Veletsos et al, 1974].

* - Rapport W_S / W_{St} : dans ce cas, l'augmentation est de 55% pour les sites S_1 et S_3 - S_4 . Elle est de 65% pour le site S_2 (voir Tableau 5.18).

D'après Ismail [A. Ismail, 2006], l'augmentation est de 20% alors que pour Prakash elle est de 25% [S. Prakash et al, 2006].

- Cette variation importante montre l'influence de l'effet de l'interaction cinématique sur la période fondamentale comme déjà montré par Hayati [H. Hayati et al, 2014].

* - Mode de balancement « Rocking mode » : d'après le Tableau 5.22, l'augmentation est de 30%. Prakash [S. Prakash et al, 2006] et Manyando [Manyando et al, 1991], avance une augmentation de 20% à 50%.

Les résultats du Tableau 5.2 montrent que les effets d'interaction sol structure sont négligeables en site rocheux dans le cas où la vitesse d'onde de cisaillement et le facteur de nécessité d'ISS sont respectivement $V_s > 600\text{m/s}$ et $1/\sigma < 0.10$. Ce résultat est confirmé dans les travaux de Massumi [A. Massumi et al, 2008] et Givens [M.J. Givens, 2013].

Dans le cas où le rapport $\frac{V_s}{f \times H} < 20$, nous remarquons que l'effet d'ISS est considérable. Ces résultats sont confirmés par les travaux de Veletsos et Meek [A.S. Veletsos et al, 1974], Chowdhury et Dasgupta, [I. Chowdhury et al, 2009].

Les résultats représentés sur les Figures 5.21 ,5.22 et 5.23 montrent que le rapport $T^* / T_{\text{Encastré}}$ augmente en même temps que l'augmentation de la masse du sol considéré.

5.5 Représentation graphique

En générale, les codes de conception parasismique proposent des représentations graphiques pour l'estimation des périodes propres en fonction des caractéristiques géométriques du bâtiment (hauteur globale H, dimension horizontale L, $\frac{H}{\sqrt{L}}$, $\sqrt{\frac{H}{H+L}}$). D'après les travaux réalisés par Farsi [M. Farsi et al, 2004], la meilleure corrélation et le plus faible écart-type, éventuellement avec des coefficients différents de ceux proposés au-dessus est la hauteur globale H qui conduise au plus faible écart-type est aussi le plus simple ($\sigma = 0.102$). Les deux autres "paramètres" conduisent à des écarts-types plus importants (0.104 et 0.117, respectivement). Dans notre cas, nous avons considéré que la fonction des variations est la hauteur globale H.

5.5.1 Variations de la période en fonction de la hauteur H

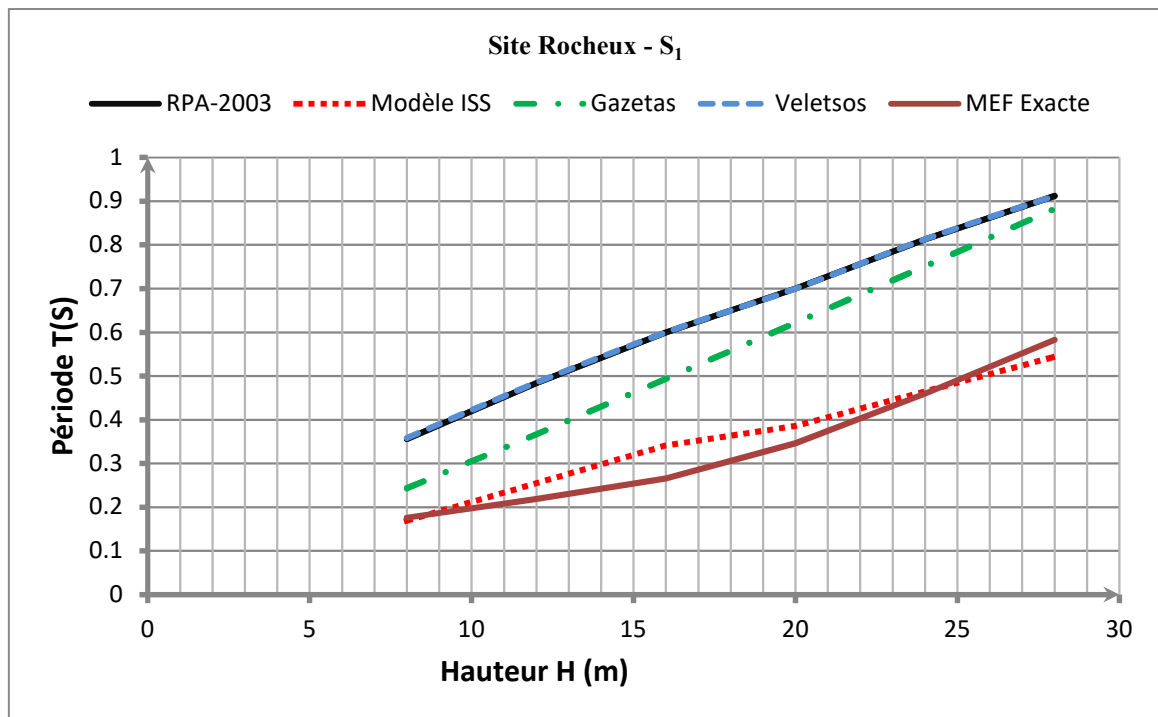


Figure 5.3: Variations de la période en fonction de la hauteur
 $W_S = 0W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Rocheux S₁

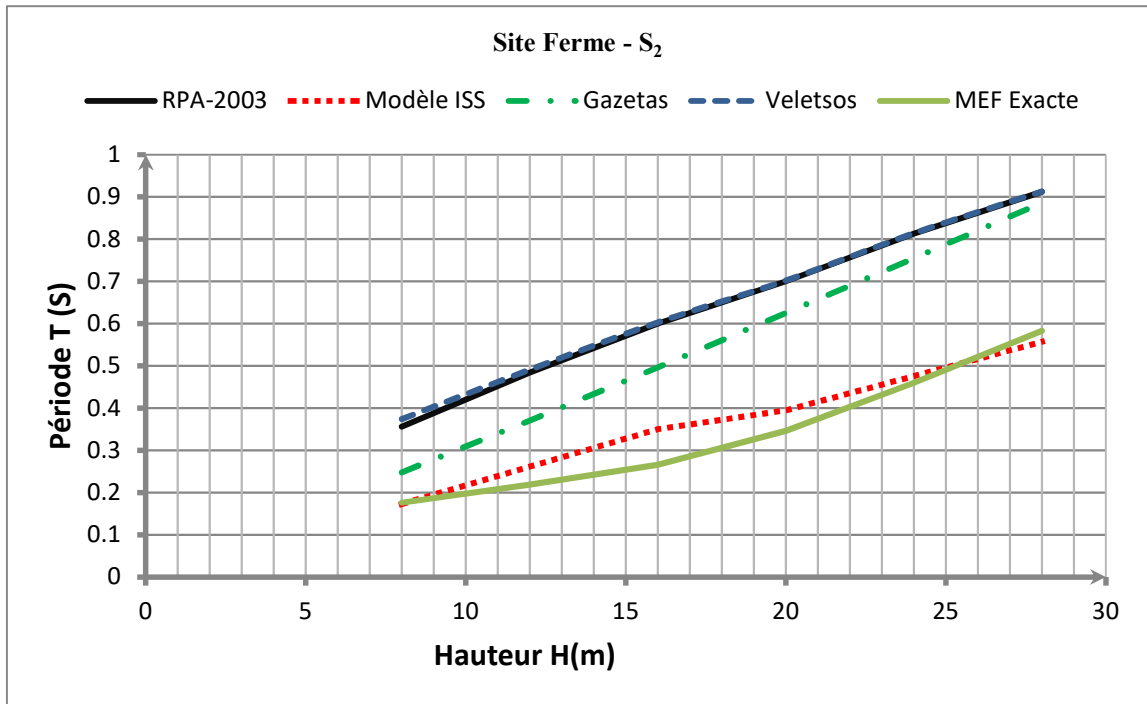


Figure 5.4: Variations de la période en fonction de la hauteur
 $W_S = 0W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Ferme S_2

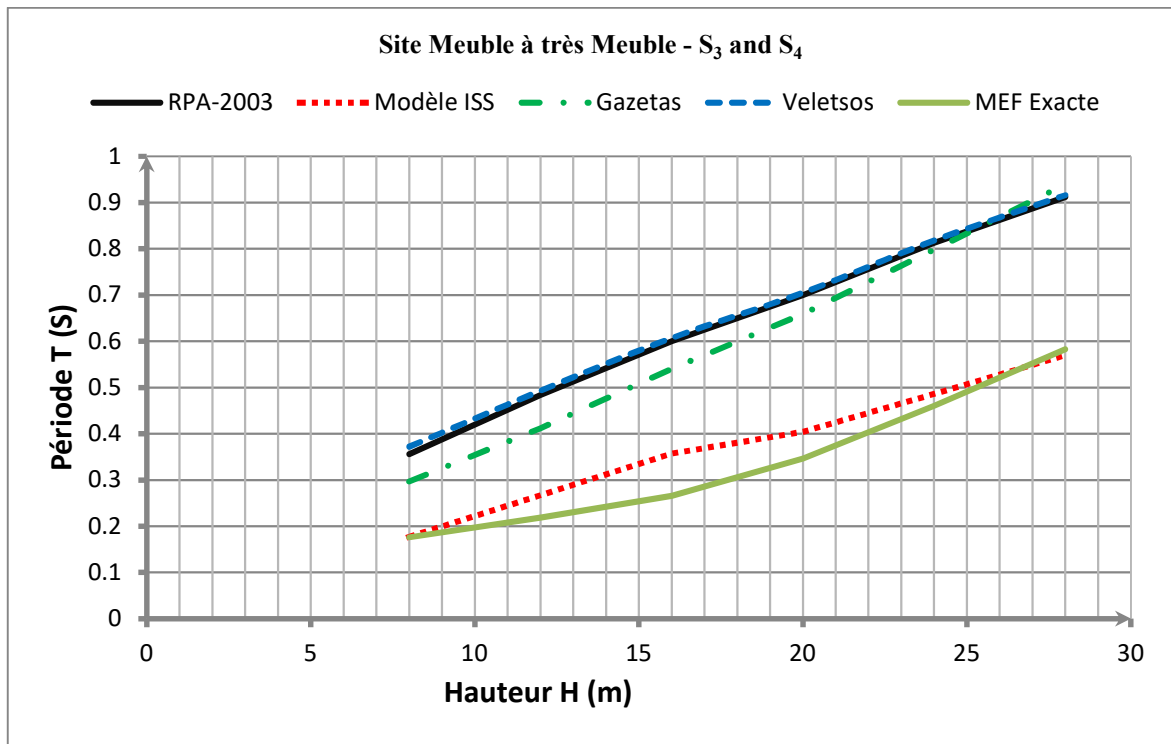


Figure 5.5: Variations de la période en fonction de la hauteur
 $W_S = 0W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4

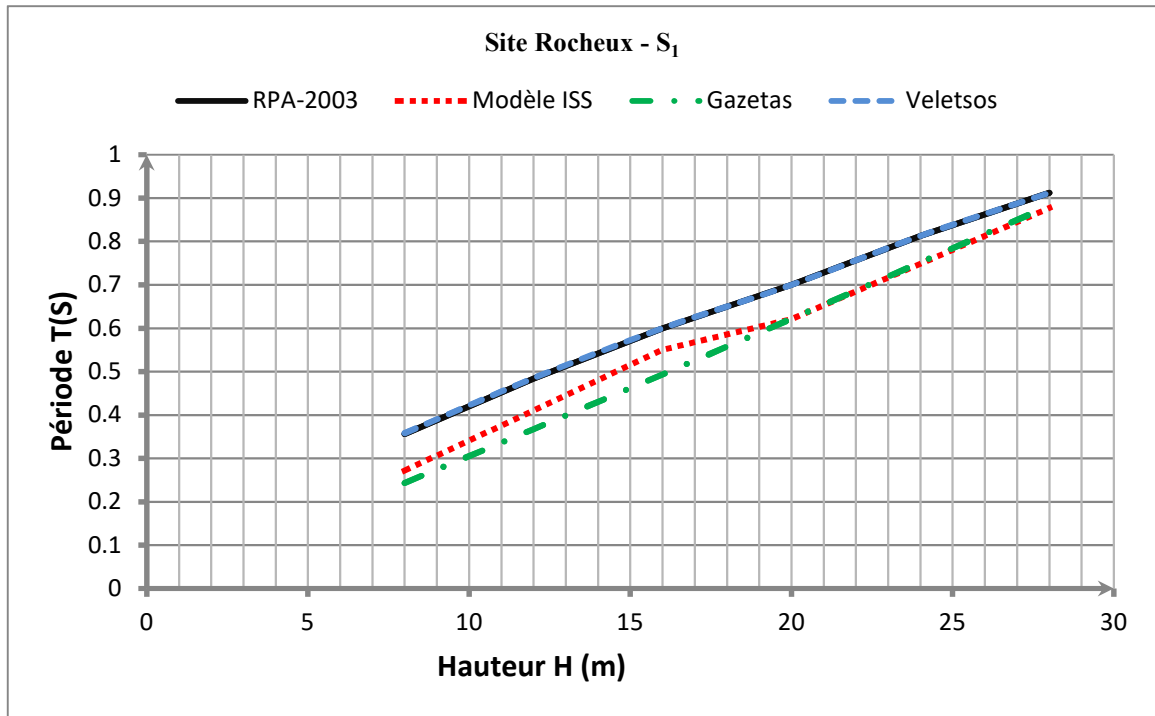


Figure 5.6: Variation de la période en fonction de la hauteur
 Cas $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Rocheux S₁

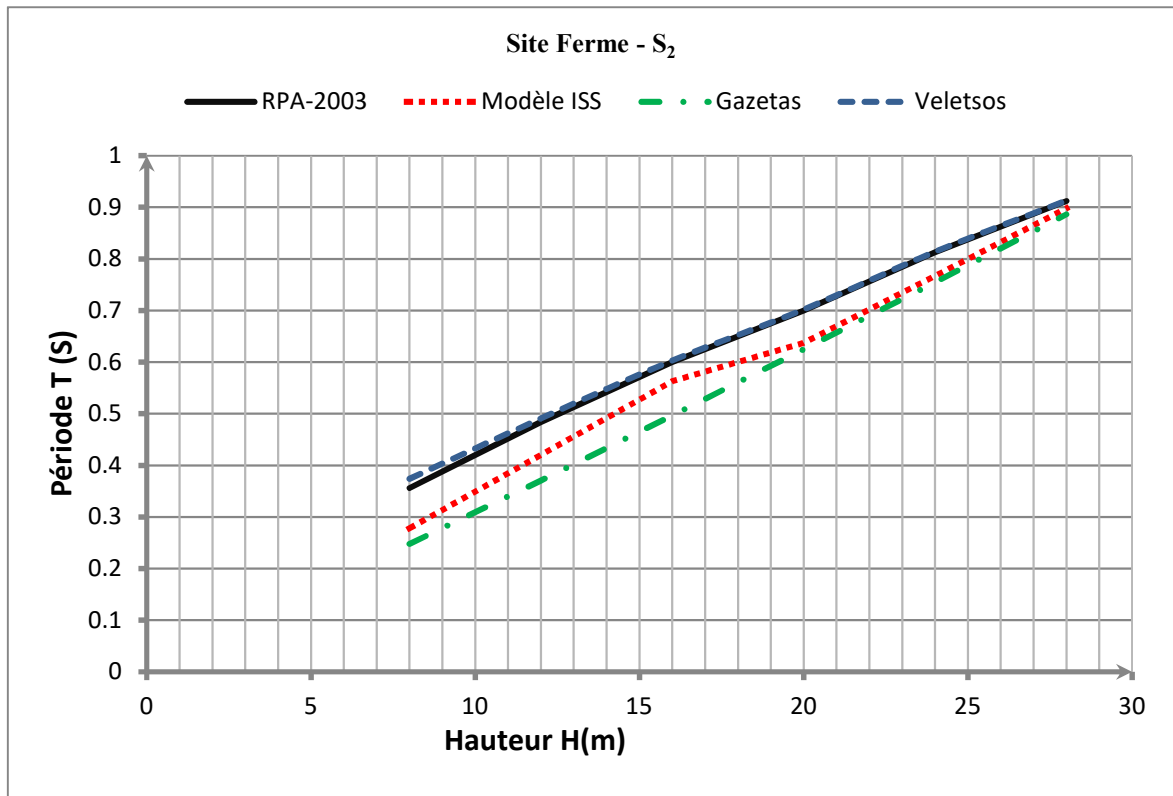
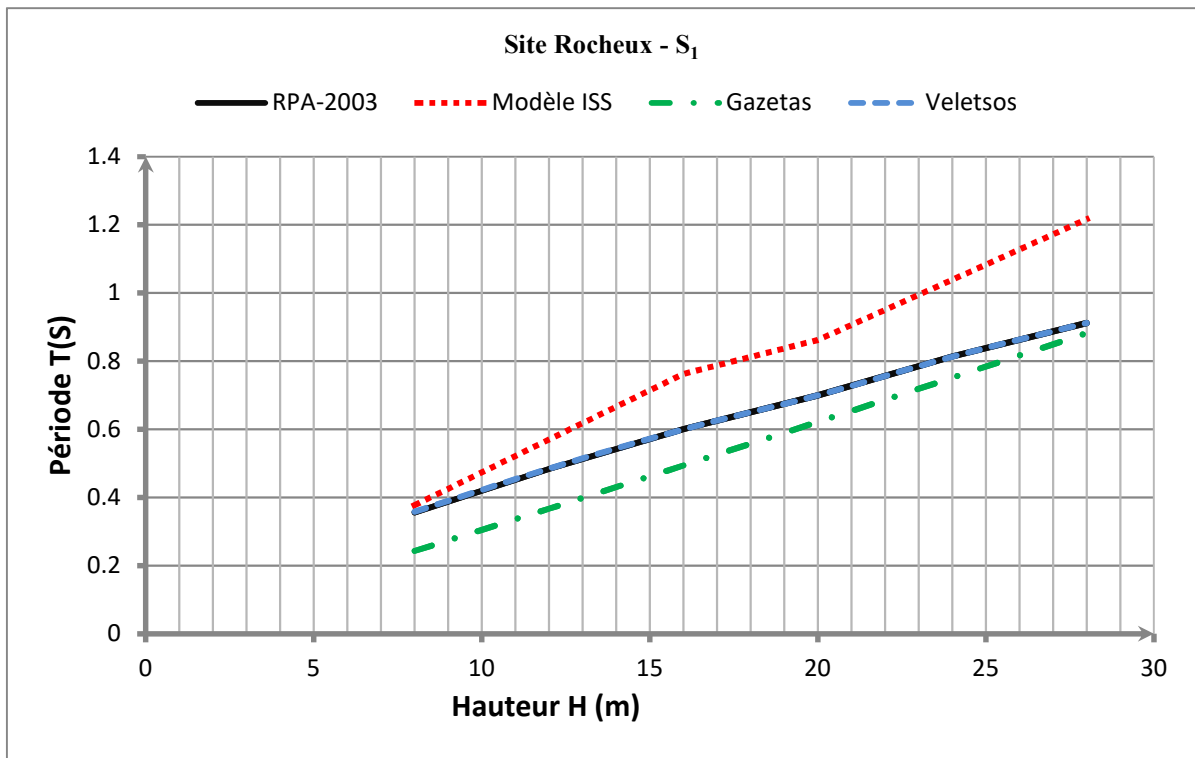
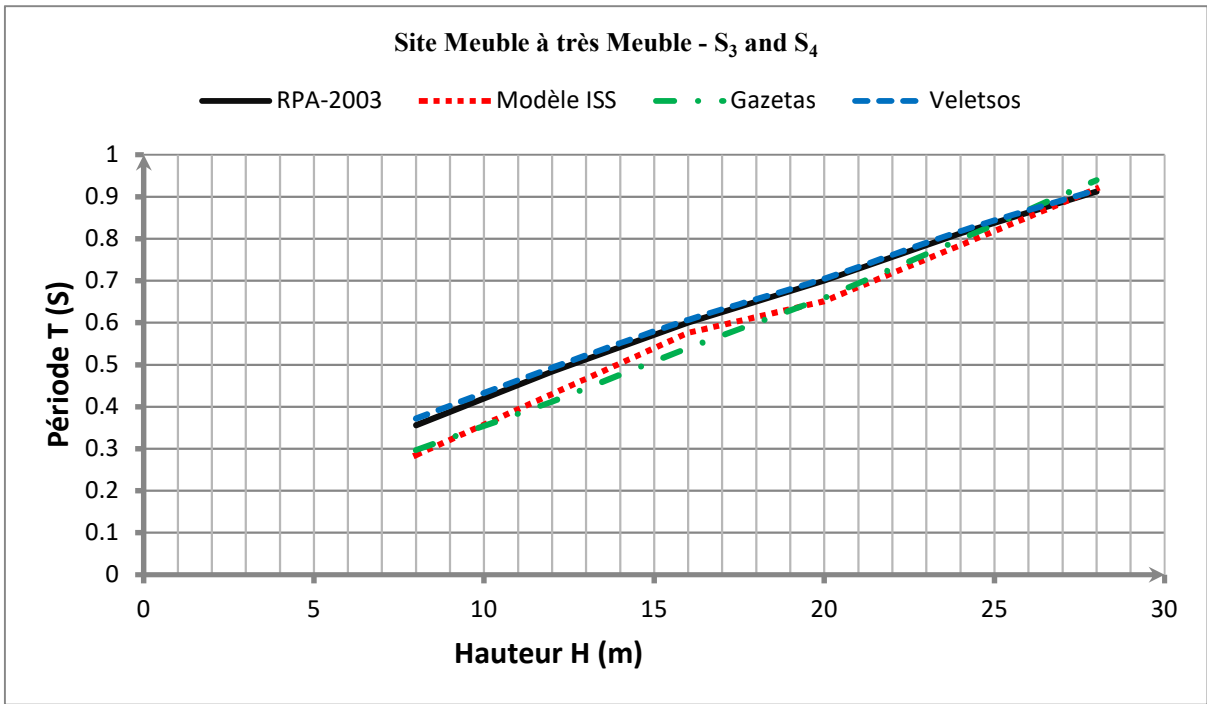


Figure 5.7: Variation de la période en fonction de la hauteur
 Cas $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Ferme S₂



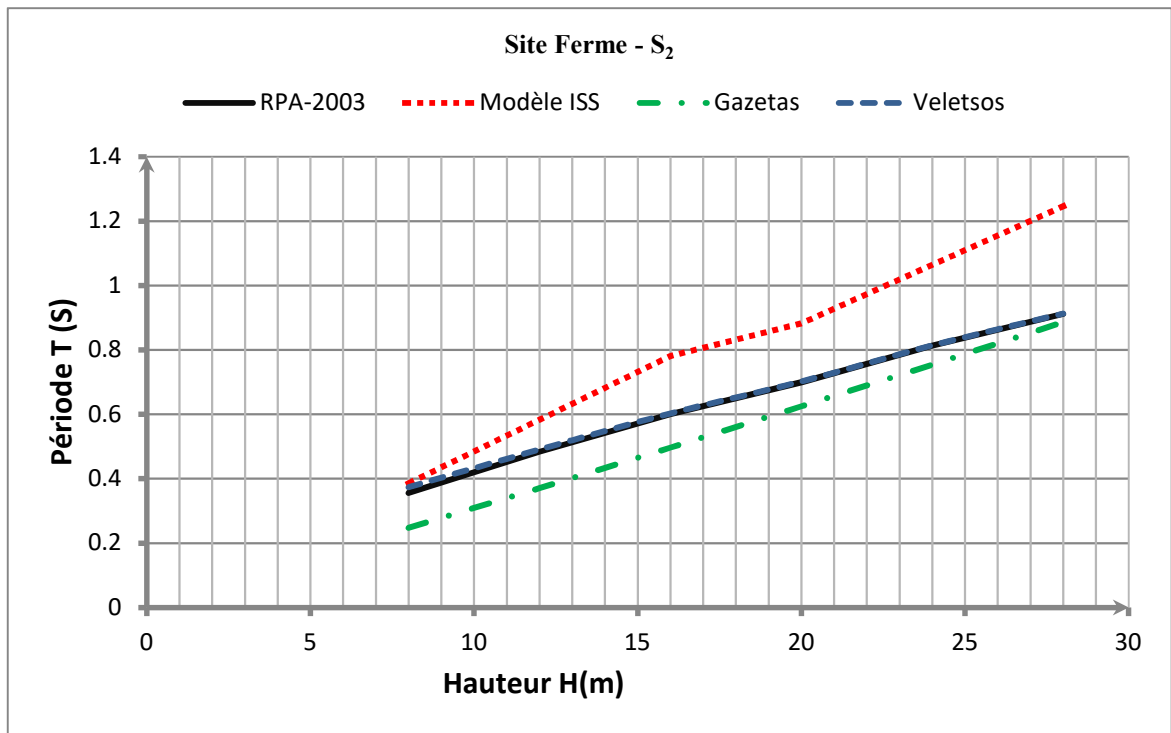


Figure 5.10 : Variation de la période en fonction de la hauteur
 Cas $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Ferme S_2

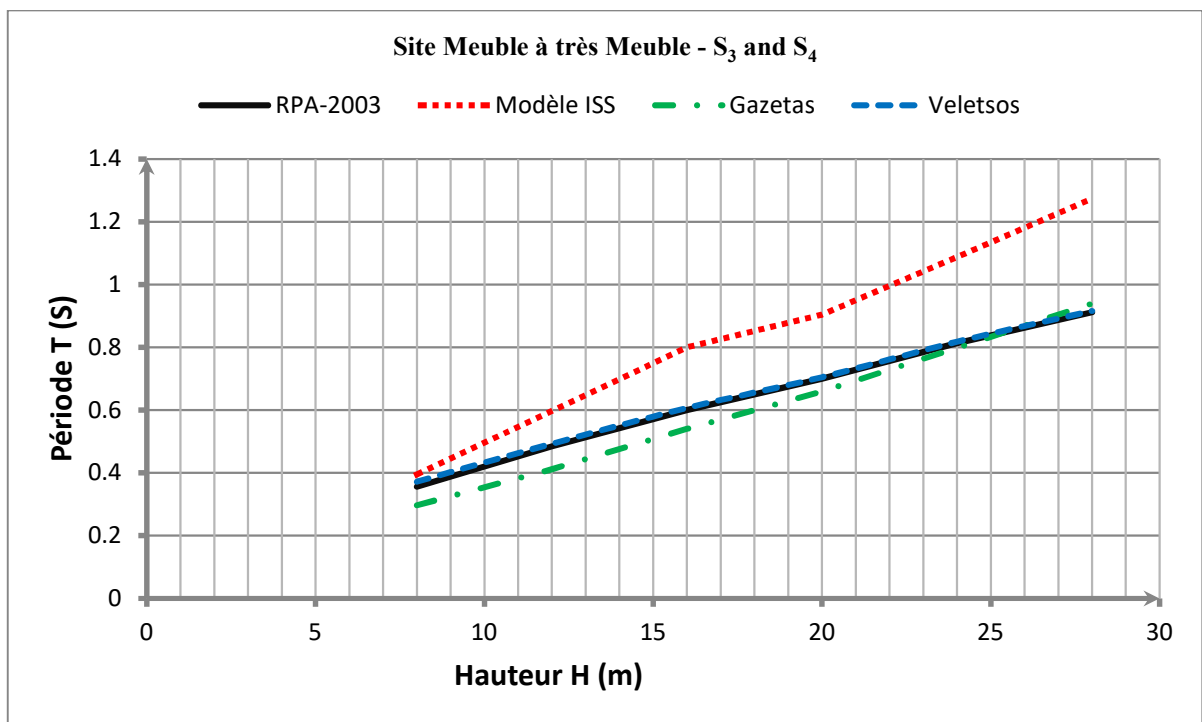


Figure 5.11 : Variation de la période en fonction de la hauteur
 Cas $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Meuble à très Meubles S_3 et S_4

5.5.2 Variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur

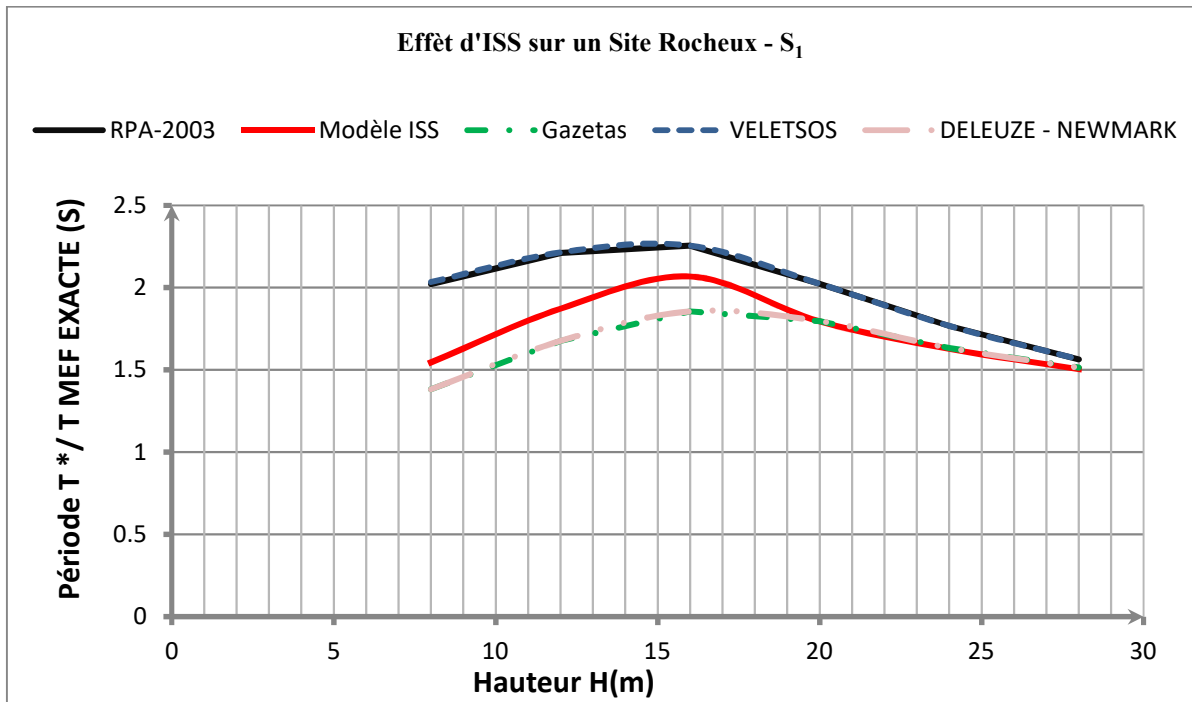


Figure 5.12 : Variations du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur
 $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Rocheux S_1

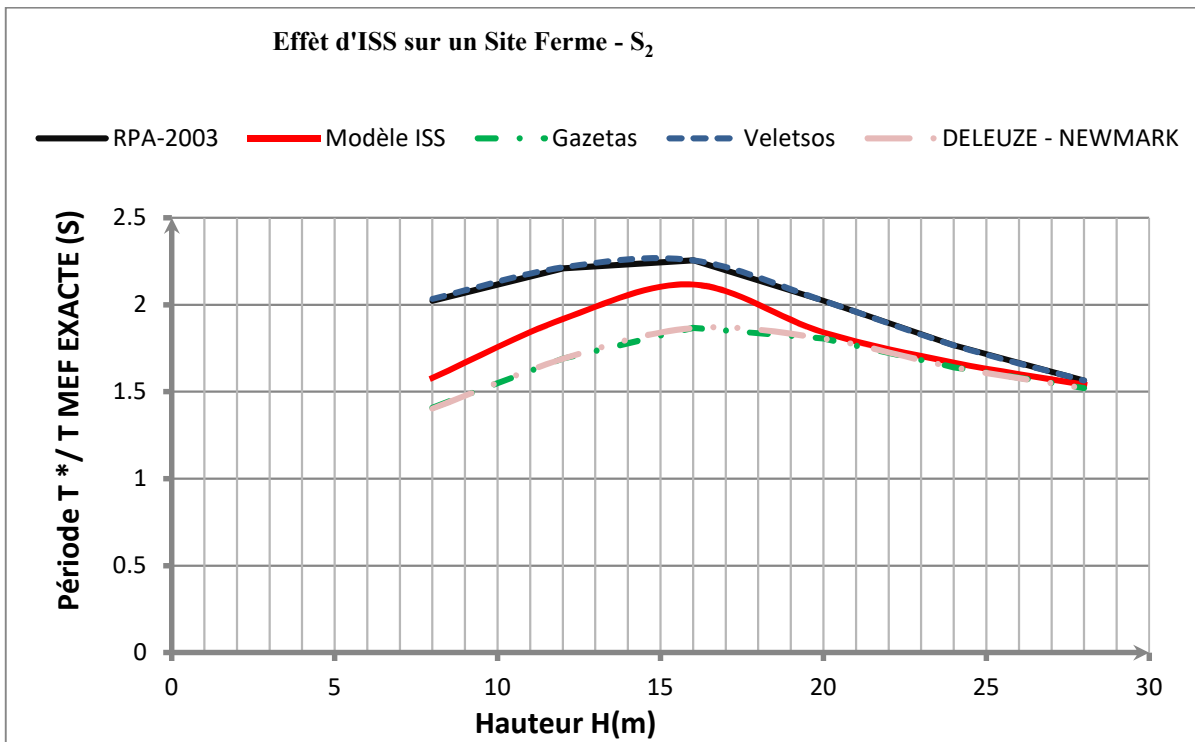
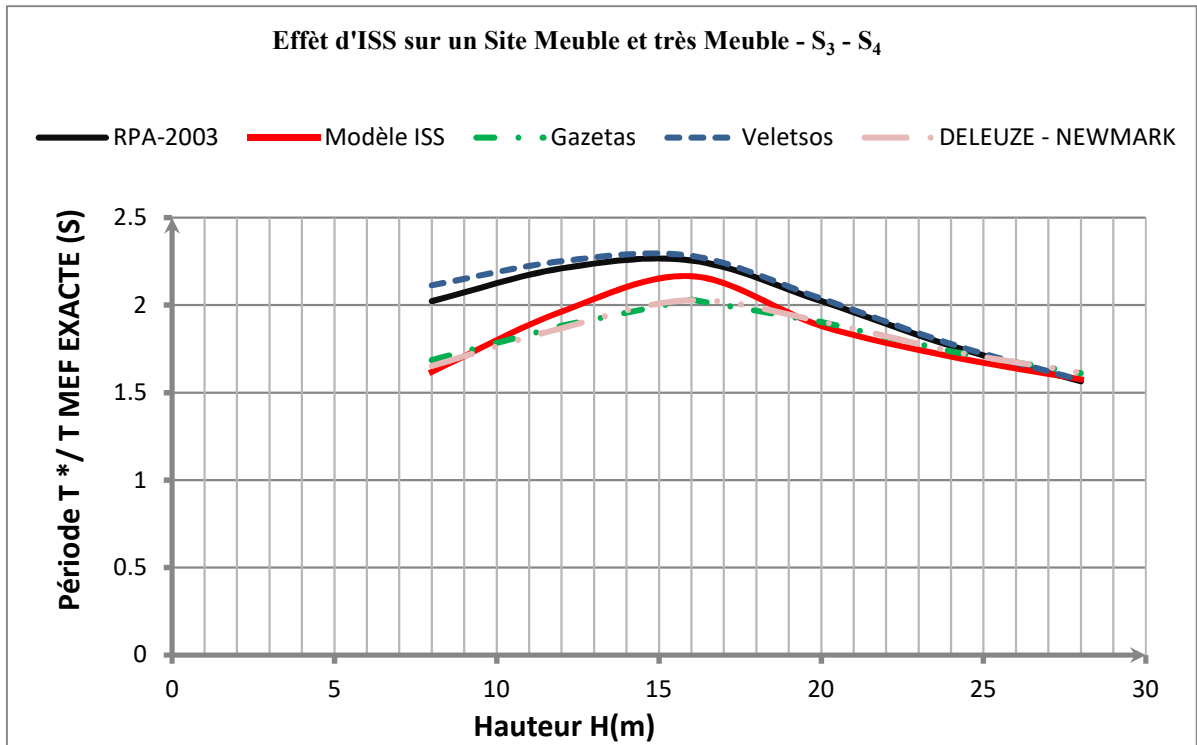
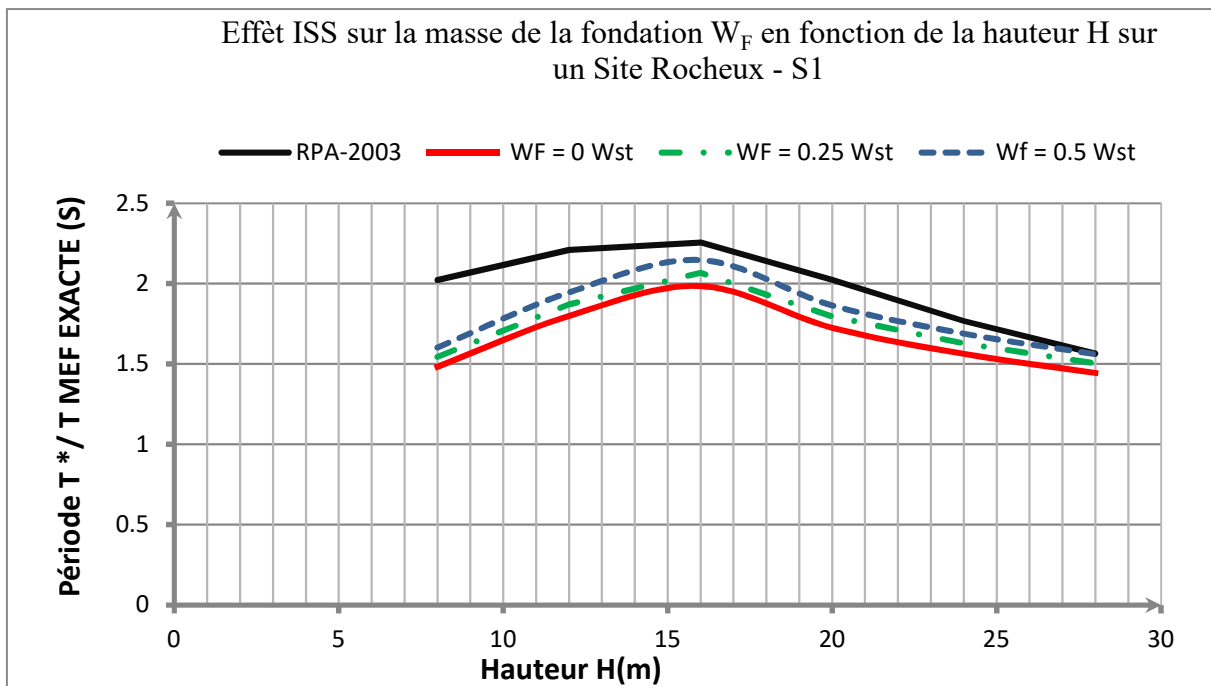


Figure 5.13 : Variations du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur
 $W_S = 2W_{St}$, $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$ - Site Ferme S_2



5.5.3 Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Cas $W_S = 2 W_{St}$, $I_F=0.05I_{St}$



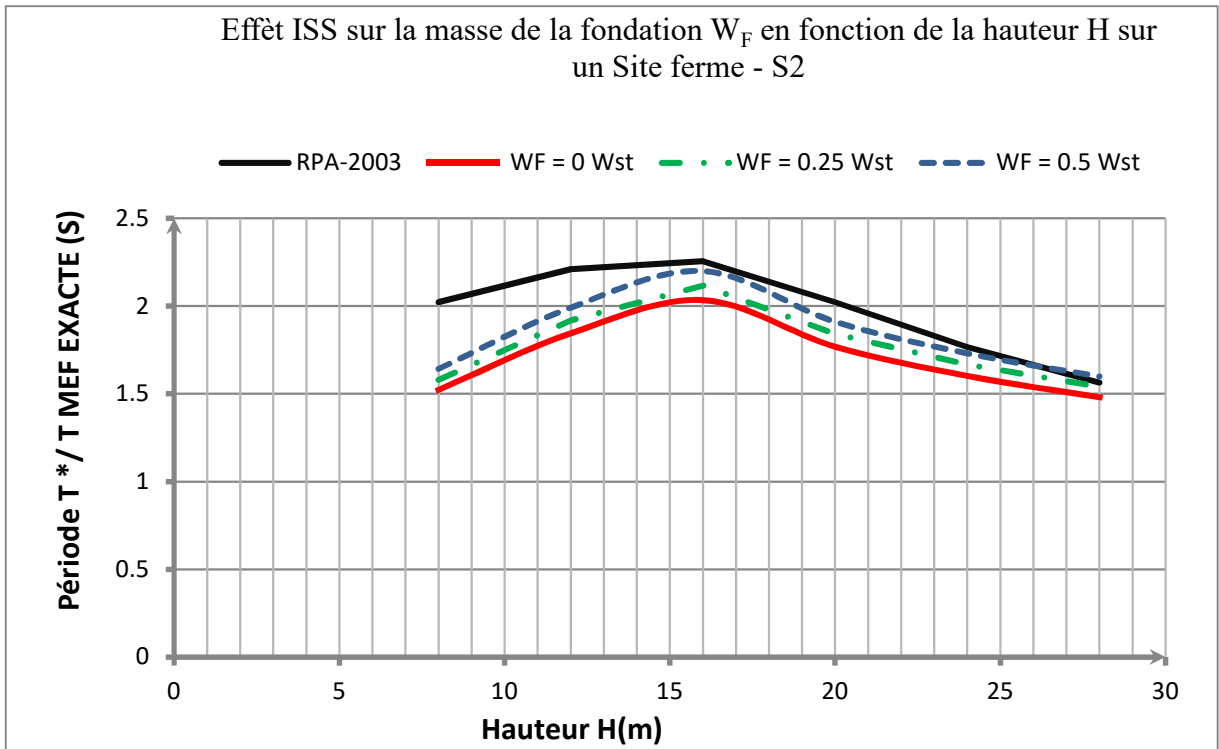


Figure 5.16 : Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Site Ferme S₂ $W_s = 2 W_{st}$, $I_F = 0.05I_{st}$

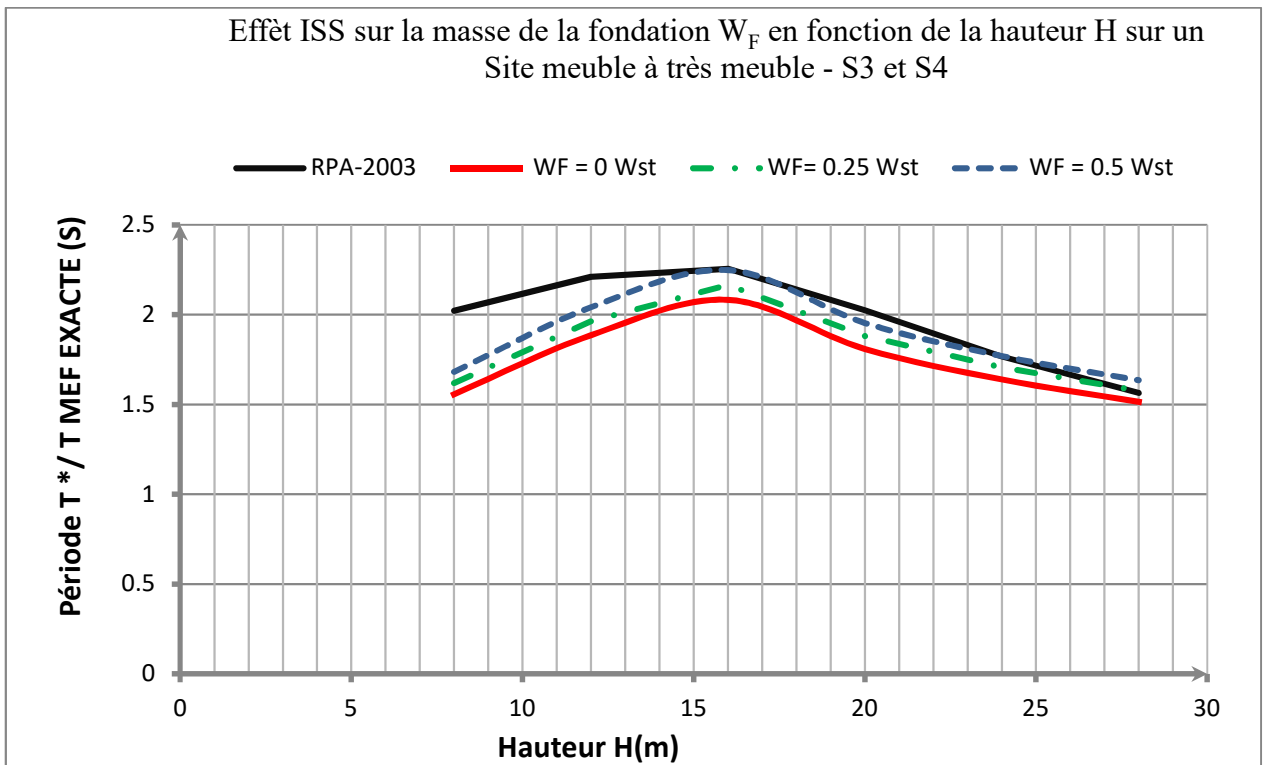


Figure 5.17 : Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Site Meuble à très Meubles S₃ et S₄ $W_s = 2 W_{st}$, $I_F = 0.05I_{st}$

5.5.4 Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Cas $W_S = 5 W_{St}$, $I_F = 0.1 I_{St}$

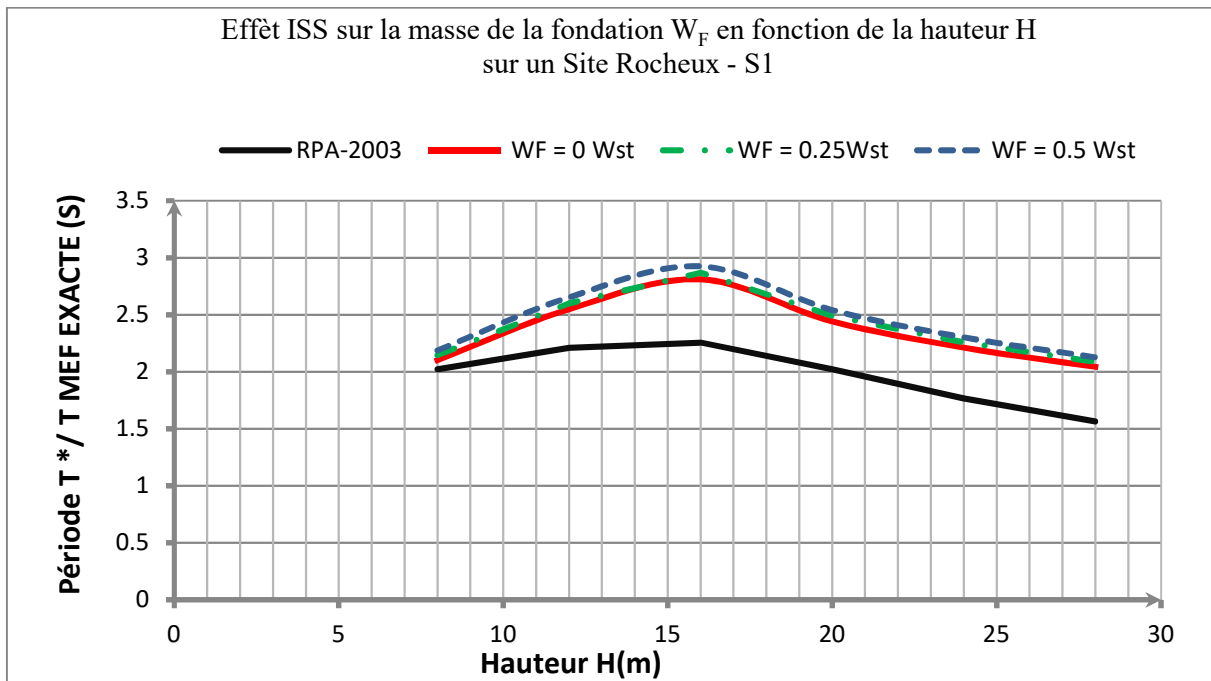


Figure 5.18 : Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.1I_{St}$ Site Rocheux S_1

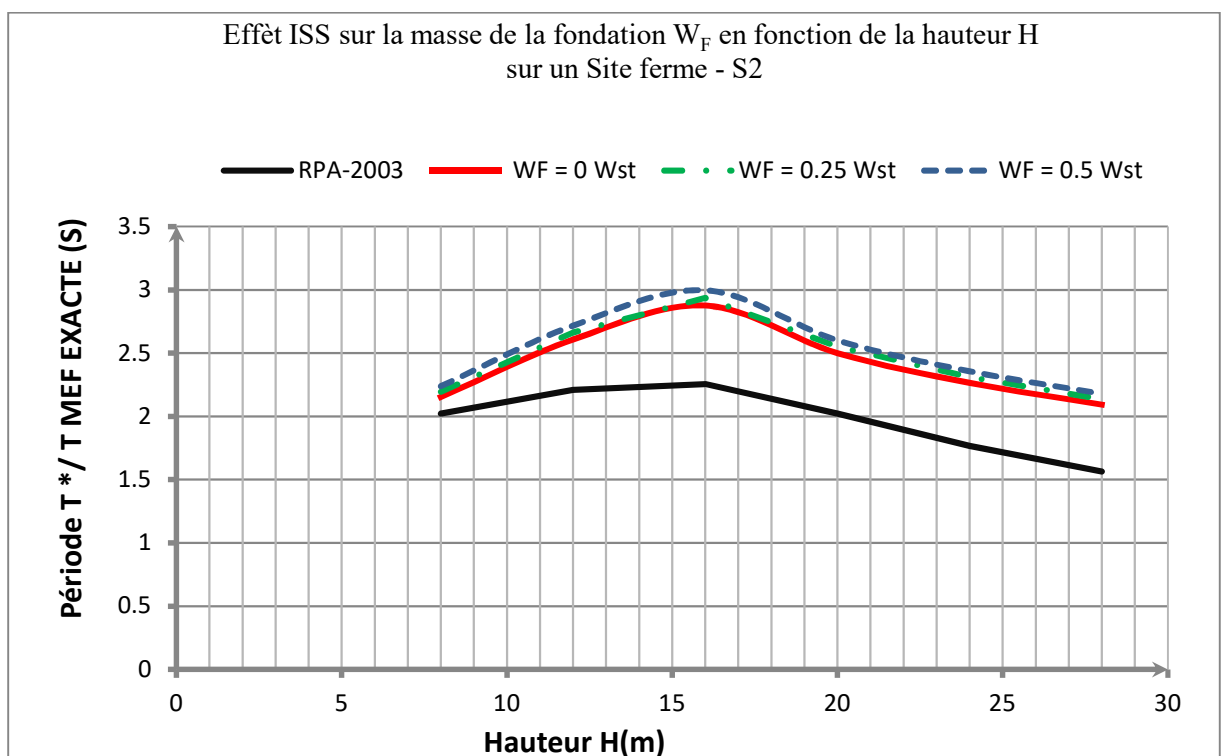


Figure 5.19 : Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Site Ferme S_2 $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.1I_{St}$

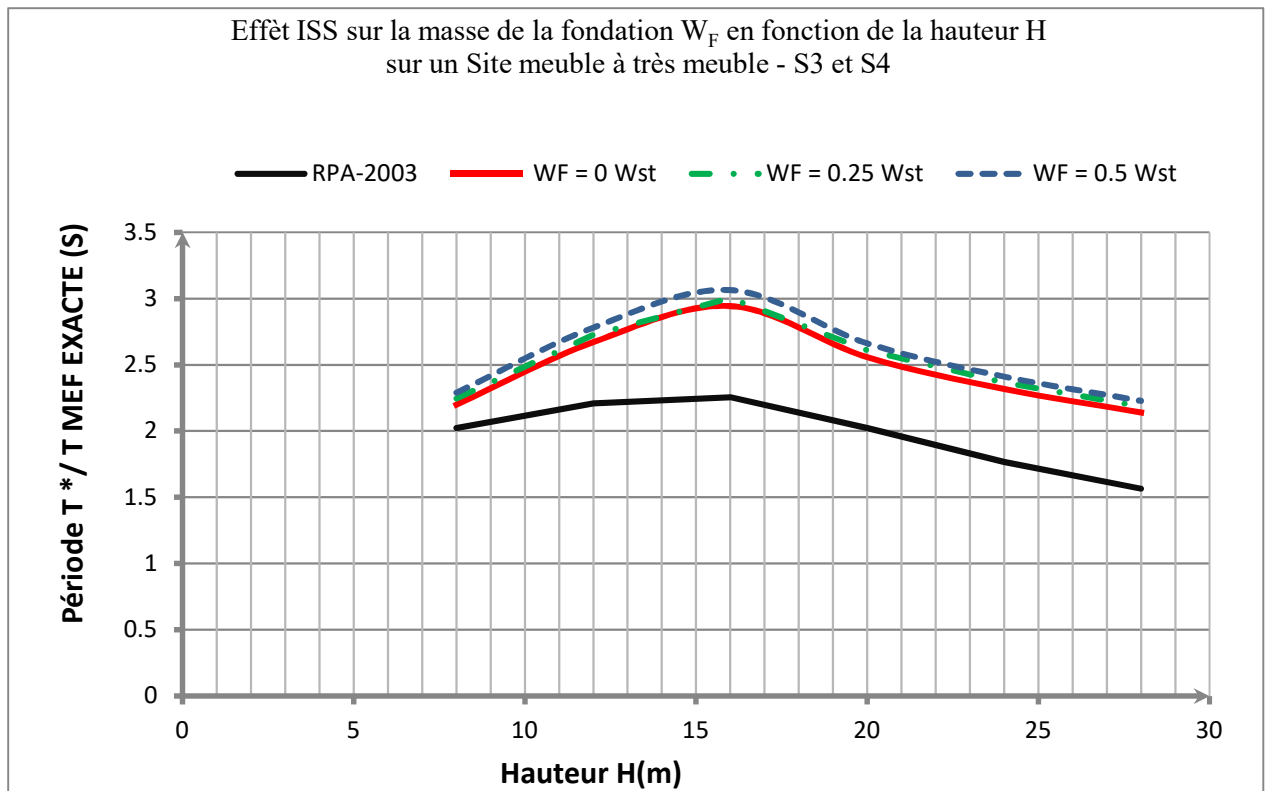


Figure 5.20 : Effet de la masse des semelles W_F sur la variation du rapport $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Site Meuble à très Meubles S₃ et S₄ $W_S = 5W_{St}$, $I_F = 0.1I_{St}$

5.5.5 Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Cas $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$

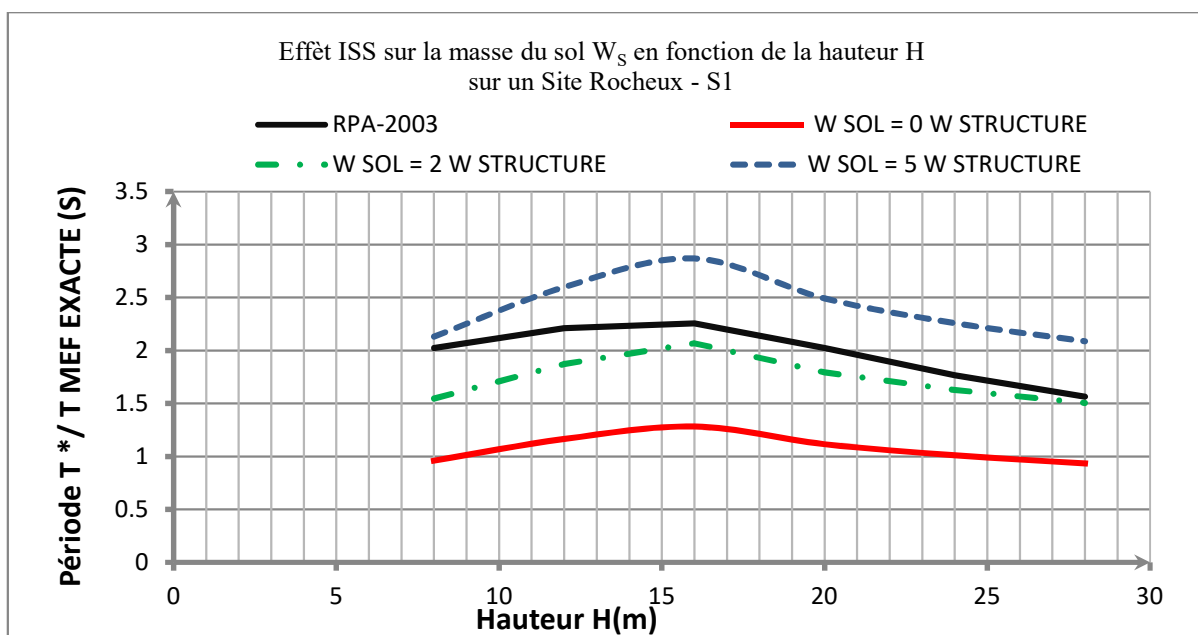


Figure 5.21 : Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{Encastré}$ en fonction de la hauteur – Site Rocheux S₁ $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$

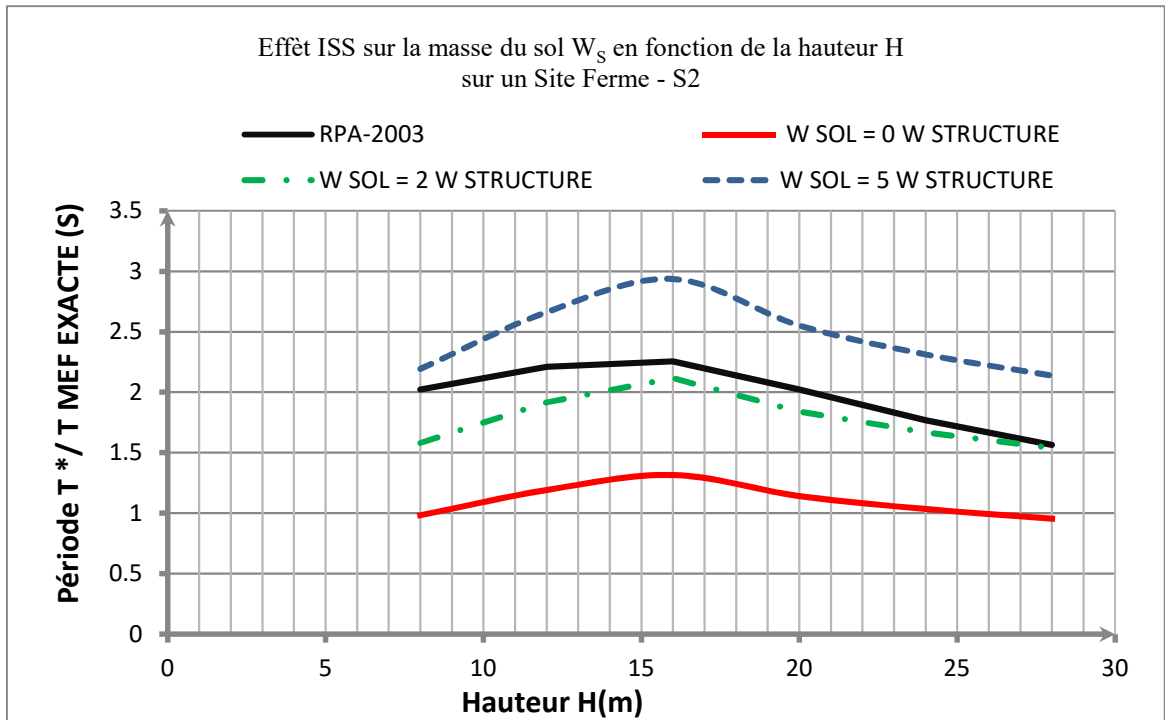


Figure 5.22 : Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Site Ferme S₂ $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$

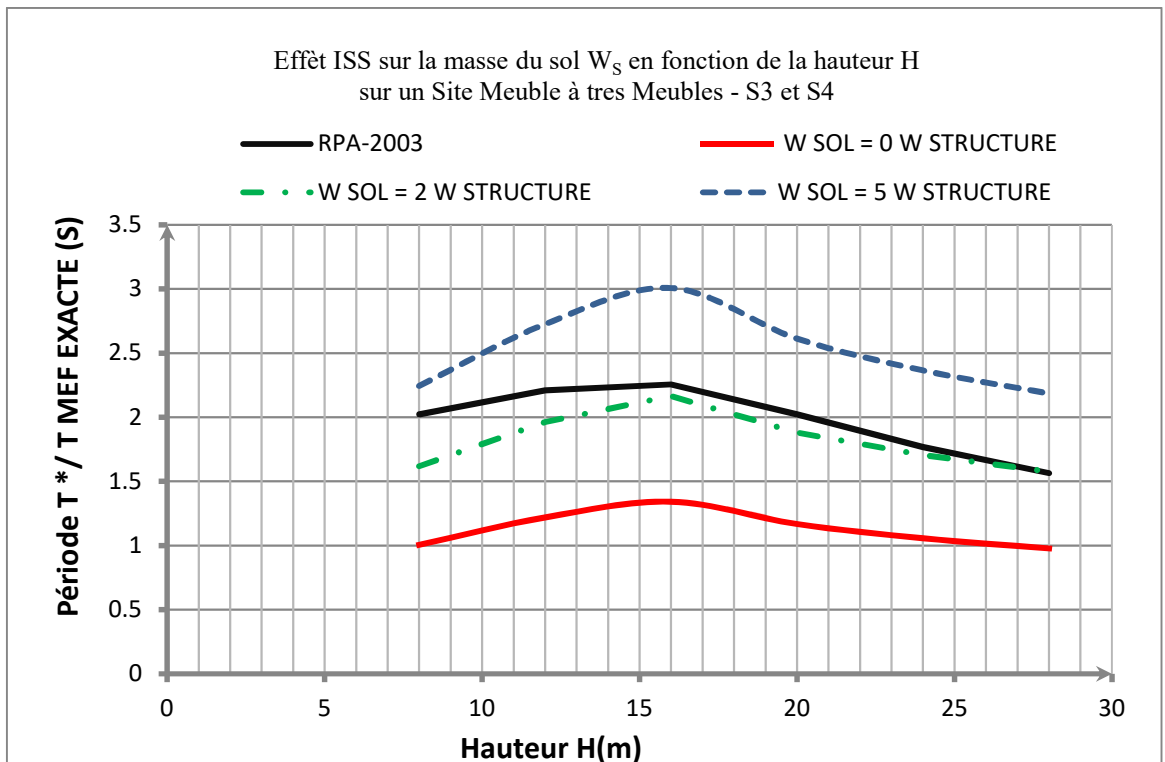


Figure 5.23 : Effet de la masse du sol W_S sur la variation du rapport $T^*/T_{\text{Encastré}}$ en fonction de la hauteur – Site Meuble à très Meubles S₃ et S₄ $I_F = 0.05I_{St}$ et $W_F = 0.25W_{St}$

CONCLUSION GÉNÉRALE
ET
RECOMMANDATIONS

Synthèses et conclusions

Le but de notre travail est de :

- Proposé un modèle simplifié traitant l'interaction sol structure en dehors de l'interaction cinématique.
- Développer une formulation analytique décrivant la période fondamentale des bâtiments contreventés par portique « RC Frame » en tenant compte l'interaction sol structure ISS.
- Etudier l'effet du comportement du sol et des semelles (l'influence de la catégorie des sites ; « Application des règles parasismiques algériennes RPA 2003 », poids du sol W_s , poids de la semelle W_F l'inertie de la fondation I_F , types de fondation) et de la géométrie des bâtiments (la rigidité de flexion des poteaux et des poutres I_c et I_g , la hauteur totale du bâtiment H et les nombres des travées et des poteaux...etc) sur la réponse sismique des bâtiments.

Afin de montrer la précision de cette formulation, on a procédé à l'étude de dix portiques en béton armé a base rigide et flexibles en tenant compte l'effet du site, quatre sites correspondant à quatre vitesse d'onde de cisaillement différentes pour comparaison.

Les structures étudiées sont choisies de façon à présenter les structures réelles des bâtiments civils : travées, hauteur d'étage, charges d'exploitation, hauteur totale, contrainte du sol ..etc

En absence de l'interaction sol structure ISS, La première partie concerne la comparaison avec les résultats obtenus par la méthode MEF a base encastree – SAP 2000 et par la formule réglementaire proposée par le règlement parasismique algérien RPA 2003, ainsi que par l'application de la méthode d'Adeli. Les résultats obtenus sont positifs.

Sous l'effet de l'interaction sol structure ISS, la deuxième partie concerne la comparaison avec les différentes méthodes : Veletsos, Newmark- Rosenblueth, Deleuze, Gazetas et par le modèle présenté dans le cas ou $W_s = 2 W_{St}$ (masse du sol = 2 masse de la structure), ainsi dans le cas $W_s = 5 W_{St}$ (masse du sol = 5 masse de la structure).

L'originalité de ce travail consiste à calculer la période fondamentale pour les structures contreventés par portiques directement en fonction des coefficients qui caractérisent les paramètres du sol, des fondations et des structures.

Les résultats des analyses numériques ont permis de tirer les conclusions sur le comportement de la réponse dynamique des structures en béton armé avec interaction sol structure :

- Les déformations d'une structure au cours d'un tremblement de terre sont affectées par trois systèmes liés entre eux : la structure, la fondation et le sol situé sous et autour de la fondation.

- la période fondamentale de vibration pour les structures contreventées par portique augmente considérablement sous l'effet de l'interaction sol structure dans les sites meuble à très meuble S_3 et S_4 comparativement à celui du modèle encastré ou implanté sur un site rocheux S_1 .

- Sous l'effet de l'ISS, l'augmentation du nombre d'ouvertures verticalement ou horizontalement induit une augmentation de la période fondamentale de vibration.

- Les effets d'interaction sol structure sont négligeables dans les cas :
 - * - Site rocheux avec une vitesse d'onde de cisaillement $V_s > 600\text{m/s}$.
 - * - Un facteur de nécessité d'interaction pour : $1/\sigma < 0.10$

- Pour une bonne conception sismique, il est très important de considérer l'influence du rapport de nécessité d'interaction sol structure $V_s / (f \times H)$ sur la période fondamentale de vibration pour les structures contreventées par portique « RC Frame » dans le cas où $V_s / (f.H) < 20$, tandis que lorsque le rapport $V_s / (f \times H) > 20$, l'interaction sol-structure est négligeable. Le calcul avec l'hypothèse d'encastrement à la base peut être retenu.

Les résultats présentés dans cette étude ont montré l'importance de l'interaction sol-structure dans la réponse d'une structure. Les facteurs pouvant avoir une influence sur la valeur de la période propre de vibration sont :

Hauteur H : l'étude sur l'estimation de la période propre des bâtiments confirme la corrélation entre la période et la hauteur totale.

Nombre des ouvertures : une influence remarquable lors de l'augmentation du nombre des ouvertures verticalement sur la valeur de la période fondamentale des structures

Onde de cisaillement V_s : l'étude montre l'importance de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le calcul de la période fondamentale.

Rigidité de la fondation : L'étude numérique a montré que l'inertie et la forme de la fondation n'ont pas une influence significative sur la période fondamentale de vibration.

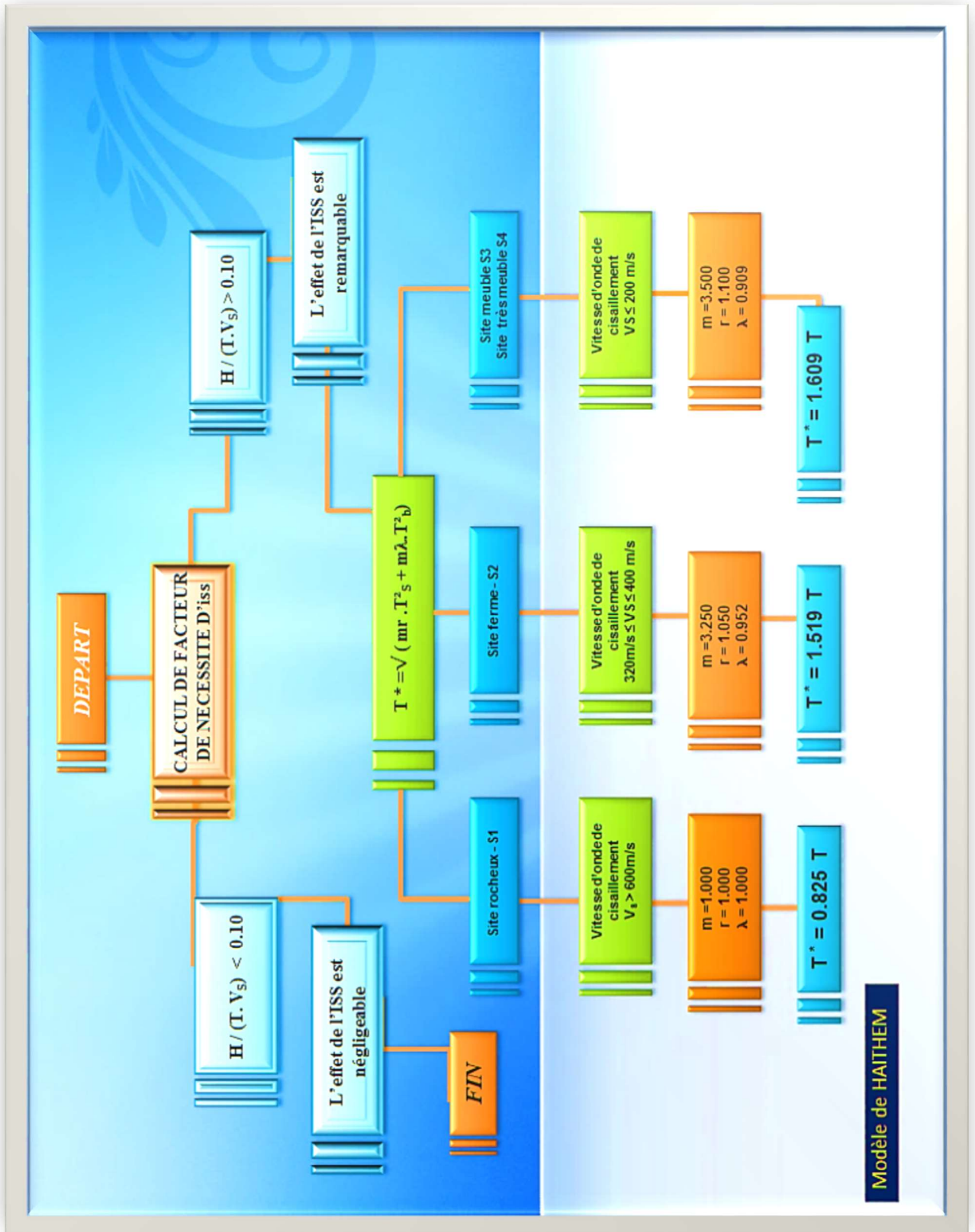
Masse de la fondation : L'analyse de l'influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale des structures pour différents type de sol, a montré que sous l'effet de l'ISS, la

masse des fondations participe à l'effet d'inertie du système et donc à la réponse dynamique de la structure.

Masse du sol : La prise en compte de la masse du sol agit de manière significative sur la période fondamentale de vibrations.

Mode de Basculement : L'effet de la déflexion par Rotation ou Balancement est très important sur l'estimation de la valeur de la période propre de vibration.

L'analyse statistique des résultats a abouti à la détermination des valeurs pour les coefficients m , r et λ . Elle a permis également de formuler des expressions simplifiées pour l'évaluation de la période fondamentale pour chaque catégorie du site ; Ces expressions sont représentées Sous forme d'un organigramme qui permet par simple lecture de déterminer la nécessité d'interaction sol structure ISS dans le calcul de la période fondamentale de vibration [Figure 6.1](#).



Modèle de HAITHEM

Figure 6.1 Organigramme de calcul relatif au modèle proposé

Recommandations

- * - L'interaction sol-fondation-structure a une grande influence sur le comportement de l'ensemble, c'est l'exemple d'une structure reposant sur des fondations profondes, Ils correspondent respectivement à l'interaction cinématique.
- * - La réponse du système peut être obtenue en superposant les effets des deux interactions cinématique et inertielle. L'étude de chacun de ces deux phénomènes est primordiale afin de mieux comprendre le mécanisme d'interaction sol-fondation-structure.
- * - L'analyse a été effectuée en supposant un comportement élastique pour le sol. Cette hypothèse n'est pas réaliste dans le cas des séismes d'une forte intensité, ou les non linéarités du sol peuvent jouer un rôle décisif.
- * - Dans notre travail, le sol est considéré comme sol homogène avec des vitesses d'onde de cisaillements V_S constantes, alors que dans la réalité des sols, y compris les sols homogènes, l'augmentation de la rigidité et les variations de la vitesse sont en fonction de la profondeur.
- * - Nous suggérons que les études pour les structures élevées (gamme des hautes fréquences) avec des semelles profondes devraient mettre en évidence l'action sismique par la nature du site et l'effet cinématique qui est plus important que l'effet inertielle.
- * - Il est intuitivement plausible que l'interaction sol structure devient plus importante dans le cas d'un sol plus souples types S_3 et S_4 avec des structures plus rigides.
- * - Nous suggérons que le Règlement Parasismique Algérien RPA 2003, doit mettre en évidence la modification de l'action sismique par la nature du site dans la gamme des hautes fréquences, comme c'est le cas dans d'autres règles parasismiques (japonaises par exemple).
- * - La procédure classique de conception qui exclut l'effet d'interaction sol structure et qui ne peut pas être suffisante pour garantir la sécurité des structures rigides et semi rigides reposant sur des sols mous.
- * - D'un point de vue règlement parasismique Algérien RPA 2003, l'effet de site est pris en compte à travers des spectres de réponse de dimensionnement spécifiques à chacun des sites. D'après la [Figure 6.2 \[RPA2003-PP27\]](#), on remarque qu'aucune différence ne fut notée entre les analyses sans interaction sol-structure dans la gamme de période entre 0 et 0.3s, qui confirme l'importance de l'étude des structures rigide sous un sol mou. Ce problème est déjà cité par Oudjene [[M. Oudjenea et al, 2005](#)].

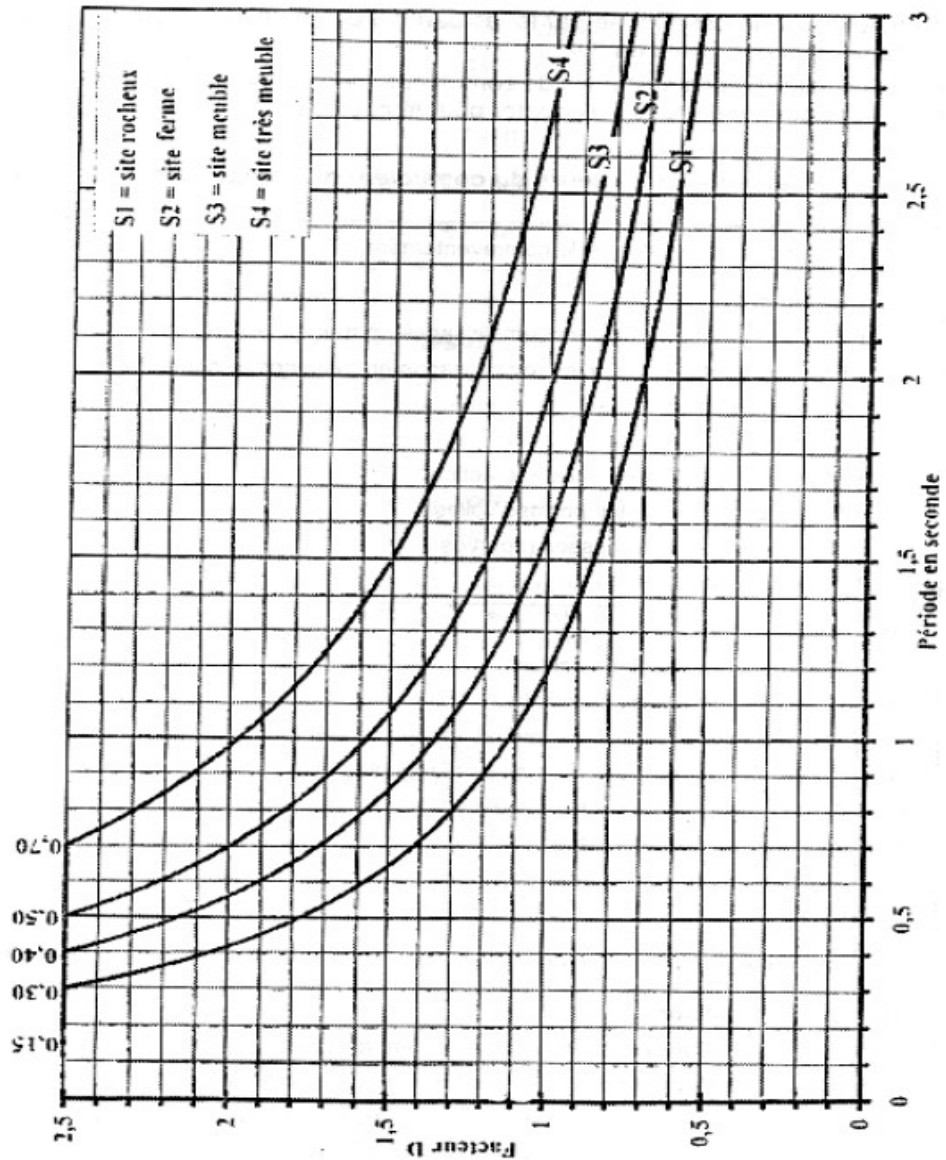


Figure 6.2 Spectres de réponse de calcul selon le RPA2003

Tandis que les résultats pour un portique simple de 2 travées et 2 étages implanté dans un site S_2 a montré une périodes de 0.176s (Tableau 4.9) avec un facteur de nécessité d'interaction sol structure d'après Veletsos and Meek < 20 (Tableau 4.10A) qui explique l'importance de l'effet d'interaction sol structure.

Enfin, les études présentées dans cette thèse présentent certaines limitations, et des travaux pourraient être entrepris dans la continuité, afin d'affiner les conclusions :

- Le cas d'une semelle profondes (pieux), serait intéressant à étudier, il permettrait de savoir l'effet cinématique sur la période fondamentale et si les conclusions sont les mêmes que dans le cas d'une semelle superficielle.
- Il serait bon de développer des formulations simplifiées pour le calcul de la période fondamentale pour des structures en voiles et des structures métalliques contreventées par des palées de stabilité.
- À plus long terme il serait important de faire un calibrage des rapports T^*/T par l'application des données réelles mesurées lors des tremblements de terre comme le cas en Californie « programme CSMIP ».

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- H. Adeli, Approximate formulae for period of vibrations of building systems, civil engineering for practising and design engineers, Vol 4, Nb1, pp 93-128, Junuary 1985.
- AFNOR, Normes d'application nationale de l'Eurocode 7-fondations superficielles NF pp 94-261, 2004.
- AFPS. 1990, Recommandations AFPS90, Association Française de Génie parasismique, Paris.
- AFPS et CMFS, Guide technique, Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques, Presse des Ponts, 2012.
- D. Ankik, M. Hamizi, N.E. Hannachi, Etablissement d'une relation entre la période fondamentale de vibration et la performance sismique des structures auto-stables.
- L.B. Antoine, Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé, thèse de maitrise en sciences appliquées, École polytechnique de Montréal, 2009.
- ASCE, American Society of Civil Engineers, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356): Federal Emergency Management Agency, 2000.
- ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10:American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010.
- ATC, Applied Technological Council, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Report N°: ATC3-06, Applied Technological Council, Palo Alto, Calif., 1978.
- ATC, Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete bulindings (ATC-40) - Volumes 1 et 2, 1996.
- J. Avilés, L.E. Pérez-Rocha, Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15, pp 11-27 ,Elsevier Science Limited, 1996.
- J. Avilés, L.E. Pérez-Rocha, Effects of foundation on embedment during building soil interaction, Earthquake engineering and structural dynamics, Earthquake Engng. Struct. Dyn. 27, pp 1523 -1540, 1998.
- J. Avilés, M. Suarez, Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects, engineering structures 24 : pp 553-562,Elsevier Science Limited, 2002.

- C. Balkaya and E. Kalkan, Seismic vulnerability, behaviour and design of tunnel form building structures, *Engineering Structures* 26, pp 2081-2099, 2004.
- C. Balkaya and E. Kalkan, Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures, *earthquake engineering and structural dynamics Earthquake Engng Struct. Dyn*; 32: pp 985–998, 2003.
- P.Y. Bard, H. Afra, and P. Argoul, Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics, chapter IV-6 Dynamic behaviour of buildings: experimental results from strong motion data, pp 441–478. French Association for Earthquake Engineering, 1992.
- P.Y. Bard, P. Guéguen and A. Wirgin, A note on the seismic wavefield radiated from large building structures into soft soils, in XIth World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, June pp 23–28, 1996.
- P.Y. Bard, The importance of rocking in building motion: an experimental evidence, In Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo–Kyoto, volume VIII, pp 333–338, August 2-9, 1988.
- Kh. Bargi, *Principles of Earthquake Engineering*”, Tehran University press, 2005.
- A.A. Beles, M. Ifrim, Engineering aspect of earthquakes in Roumania in the light of modern investigation, Proc 2.WCEE.Tokyo, Japan 1960.
- A.A. Beles, M. Ifrim, Aspect actuel pour le calcul parasismique des structures, Annal VI,n°2, Budapest 1961.
- A.A. Beles, M. Ifrim, *Sismologie pour l’ingénieur*, édition oméga, SA, Barcalone, 1975.
- C. Beltrami, C.G.LAI, A. Pecker, Seismic Soil Structure Interaction in Large Diameter Shaft Foundations, Research Report No. ROSE – 2006/04, ROSE School – EUCENTRE, Pavia, Italy, 2006.
- K. Bhattacharyaa, S.C. Dutta, Assessing lateral period of building frames incorporating soil-flexibility, *Journal of Sound and Vibration* 269 pp 795–821, 2004.
- J. Bielak, Dynamic behaviour of structures with embedded foundations, *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 3, pp 259–274, 1975.
- J. Bielak, K. Loukakis, Y. Hashida, and C. Yoshimura., Domain reduction method for three-dimensional earthquake modelling in localized regions, Part I : Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2) pp 817–824, 2003.

P. Bisch, A. Langeoire, M. Prat et J.F. Semblat, Emploi des éléments finis en génie civil, "Ouvrages en interactions", Chap. 7 : Modélisation des ouvrages en milieu sismique, propagation d'ondes, édition Hermès, Liv. 2, Vol. 2, pp 467–562, 1999.

J. Boris, K. Sashi, & X. Feng, Influence of soil–foundation–structure interaction on seismic Response of the I-880 viaduct, J. Struct. Engrg., 26 pp 391- 402, 2004.

R.W. Boulanger, The QzSimple1 material, document for the OpenSees platform, 2000b : www.opensees.berkeley.edu.

J.E. Bowles, Foundation Analysis and Design, 5th Edition, Civil Engineering Series, McGraw-Hill International Editions, New York, 1996.

J.E. Bowles.1997, Foundation analysis and design. McGraw-Hill, 5th edition, 1997.

BSSC - ATC, Building Seismic Safety Council, Applied Technology Council, 1997.

BSSC, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA-450). Building Seismic Safety Council, 2003.

E. Buchi, Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations, INSA de Strasbourg, Juin 2013

J.B. Burland, B.B. Broms, and V.F.B. Demello, Behavior of foundations and structures : State of the art Report, Proc of the 9th Int, Conf.on Soil Mech and Found.Eng, Tokyo,pp 495-546, 1977.

C

Chapitre 10, Polycopie Interaction sol structure :

https://educnet.enpc.fr/pluginfile.php/15424/mod_resource/content/0/Polycopie/Chapitre_10.pdf

M. Celebi and I. Okawa Eds, Menlo Park, California, paper N°18, pp 22-23, sept 1998.

Chapitre 11. Infrastructures et fondations des bâtiments :

<http://orbi.ulg.ac.be/bitstream/2268/61649/6/Chapitre%2011%20Infrastruct-bat.pdf>

F.J. Chavez-Garcia and P.Y. Bard, Surface ground motion modifications by the presence of a thin resistant layer. Applications to Mexico City. In 9th European Conference on Earthquake Engineering, volume 4-B, pp 37–46, Moscow, 1990.

F.J. Chavez-Garcia, Diffraction et amplification des ondes sismiques dans le bassin de Mexico, Thèse de doctorat de l'Université J. Fourier, pages 331, 1991.

J.L. Chazelas, P.Y. Bard, P. Guéguen, J.F. Semblat, Modélisation de l'effet site-ville en modèle réduit centrifugé, 6^{ème} Colloque AFPS, Palaiseau, France, 2003.

H.K. Chinmayi, B.R. Jayalekshmi, Soil-structure interaction analysis of RC frame shear wall buildings over raft foundations under seismic loading, *International Journal of Scientific & Engineering Research* Volume 4, Issue 5, May 2013.

A.K. Chopra, M. EERI and R.K. Goel, Building Period Formulas for Estimating Seismic Displacements, *Earthquake Spectra*., Vol 16, N° 2, pp 533-536, May 2000.

I. Chowdhury, S. P. Dasgupta.. *Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach*, 2. Applications. pp 605, 2009

CNRC, Code national du bâtiment, Canada, 12^{ème} édition, Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada, 2005.

C.S. Constantine, Assessment of SSI on the longitudinal seismic response of short span bridges , Department of Civil Engineering, West Virginia University, Morgantown, WV 26506-6101,USA, 1989.

H. Crowley and R. Pinho, Simplified Equations for Estimating the Period of Vibration of Existing Buildings, Paper No. 1122, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3-8 September, Geneva, Switzerland, 2006.

D

V. Davidovici, *La construction en zone sismique*, Editions Le Moniteur, Paris, 1999.

V. Davidovici, Eurocode 8, *Pratique du calcul sismique*, Guide d'application, Afnor éditions - Eyrolles, 2013.

O. Deck, A. Singh, Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 2010.

O.DerİnÖz, Impacts of soil-structure interaction on the fundamental period of shear wall dominant buildings, thesis for the degree of master of science, the middle east technical university, 2006.

R. Ditommaso, M. Vona, M.R. Gallipoli and Mucciarelli, "Evaluation and Considerations About Fundamental Periods of Damaged Reinforced Concrete Buildings," *Natural Hazards Earth System Science*, 13, 1903–1912, 2013

P.S. Dimmock, & R.J. Mair, Effect of building stiffness on tunnelling - induced ground movement. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, no. 4, pp 438–450, 2008.

E

S. Erlingsson and A. Bodare., Live load induced vibrations in Ullevi stadium – Dynamic soil analysis, *Soil. Dyn. and Earthq. Eng.*, 15, pp 171-188, 1996.

S. Erlingsson, Three-dimensional dynamic soil analysis of a live load in Ullevi stadium , *Soil. Dyn. and Earthq. Eng.*, 18, pp 373-386, 1999.

Eurocode EC8, Structures in seismic regions, Part 5: Foundations, Retaining Structures, and Geotechnical Aspects, 1994.

F

M. Farsi, Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponse vibratoire. Vulnérabilité du bâti existant. Phd thesis, 295 pages, Université Joseph Fourier, Grenoble, 1996.

M. Farsi, P.Y. Bard, Estimation des périodes propres de bâtiments et Vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble (France), *Revue Française de Génie Civil*, Volume 8, Issue 2-3, pp 149-179, 2004.

FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings ;FEMA-356. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.

FEMA 450, NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures(FEMA 450), National Institute of Building Sciences, 2003.

FEMA P-750/2009: Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency, 2009.

G. Frantziskonis, D. Breysse, Influence of soil variability on differential settlements of structures, *Computers and Geotechnics* 30, pp 217–230, 2003.

J.N. Franzius, D.M. Potts, T.I. Addenbrooke, , & J.B. Burland, Closure to: The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation. *Soils and Foundations*, 45(4), pp 168–169, 2005.

G

B. Galy, Méthodes de conception et étude du comportement sismique des fondations superficielles sur sol naturel et traité, considérant l'interaction sol-structure, thèse de doctorat, École de technologie supérieure université du Québec, 2013.

H.El. Ganainy, M.H.El. Naggar, Efficient 3D nonlinear Winkler model for shallow foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(8), pp 1236–1248, 2009.

- H. Garðarsson, Effects of soil-structure interaction on the excitation and response of a medium-rise reinforced concrete building, Thesis of Master of Science in Civil Engineering with specialization in Structural Design, Reykjavík University, 2012.
- G. Gazetas, Analysis of machine foundation vibrations: state of the art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.2, N°1, 1983.
- G. Gazetas, K.H. Stokoe II, Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers 117 (9), pp 1382–1401, 1991.
- G. Gazetas, Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers 117 (9), pp 1363–1381, 1991.
- G. Gazetas^a. 1991, Foundation engineering handbook, chapter Foundation vibrations, pages 553–593. Van Nostrand Reinhold, 2nd edition, 1991.
- G. Gazetas, Soil dynamics and earthquake engineering - case studies Athens in Greek, 1996.
- G. Gazetas, G. Mylonakis, Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues. Proceedings of the 1998 Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. Part 2 (of 2), 1998.
- G. Gazetas and G. Mylonakis, Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 4, N°3, Imperial College Press, 2000.
- F. Ghrib, H. Mamedov, Period formulas of shear wall buildings with flexible Bases ; J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn., 33, pp 295–314, 2004.
- D. Gilles and G. McClure, development of a period database for buildings in montréal using ambient vibrations, the 14th world Conference on Earthquake Engineering October 12-17, Beijing, China, 2008.
- M.J. Givens, Dynamic Soil-Structure Interaction of Instrumented buildings and Test Structures, thesis for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of California, Los Angeles, 2013
- R.K. Goel, M. ASCE and A.K. Chopra, ASCE., Evaluation of Code Period Formula for Concrete MRF Buildings, 1997.
- R.K. Goel and A.K.Chopra, , Period Formulas for Moment Resisting Frame Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(11), pp 1454-1461, 1997a.
- R.K. Goel , A.K.Chopra, Period formulas for concrete shear wall buildings, Journal of Structural Engineering (ASCE) 124, pp 426–433, 1998.

- M. Gong, J. Sun, & L. Xue, Empirical Formula of Fundamental Period for Steel Structure Based on Seismic Response Record. 2011 International Conference on Civil Engineering (ICETCE), pp. 283-286, Lushan, China, 22-24 April 2011.
- P. Guéguen, Interaction entre le bâti existant et le mouvement du sol dans les sites urbains, Rapport de DEA de l'Université J. Fourier, pages 40, 1995.
- P. Guéguen, P.Y. Bard and C.S. Oliveira, Near to distant motions from an isolated RC-building model: experimental and numerical approaches, soumis au Bull. Seism. Soc. Am, 2000.
- P. Guéguen, P.Y. Bard and J.F. Semblat, From soil-structure to site-city interaction, In Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng., Auckland, n°555, 2000.
- P. Guéguen, Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'Interaction Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier , Grenoble, 2000.
- P. Guéguen. 2009, Sismologie Urbaine: Alea local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine, thèse d'habilitation, Université Joseph Fourier - Grenoble I.
- P. Guéguen, J.F. Semblat, P.Y. Bard, Jean Louis Chazelas, Interaction Site-Ville : Approches expérimentales et numériques. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp 35-46, 2013.
- K.Guler, E. Yuksel, and A. Kocak., Estimation of the fundamental vibration period of existing rc buildings in turkey utilizing ambient vibration records. Journal of Earthquake Engineering, 12 (S2), pp 140–150, 2008.
- H. Gullu et M. Pala., On the resonance effect by dynamic soil–structure interaction: a revelation study, 12 January 2014, Springer Science+Business Media Dordrecht, 2014.

H

-
- T. Haithem, Périodes de vibration des systèmes de contreventements par portique, thèse de magister, université de Constantine, 2003.
- H. Hayati, M.E. Bowers, and R.E.S. Moss, Period of Interest - The Confluence of Site Response Analysis and Soil- Structure Interaction, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering July 21-25, Anchorage, Alaska, 2014.
- N.R. Hill and A.R. Levander, Resonances of low-velocity layers with lateral variations. Bulletin of the Seismological Society of America, 74: pp 521–537, 1984.
- L.L. Hong and W.L. Hwang, Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29: pp 327–337, 2000.

G.W. Housner, Interaction of building and ground during an earthquake, Bull. seism. Soc. Am., 47, pp 179 – 186, 1957.

T.K. Hsieh, Foundation vibrations. Proceedings of Institut of Civil Engineers, 22, pp 211–225, 1962.

R. Husid, Calcul des périodes fondamentaux de vibration dans les structures, nr 8, Santiago, Chili, Aout 1969.

I

M. Ifrim, Méthodes pour la détermination des périodes naturelles et des modes normaux de vibration pour les structures étagées-utilisation d'un ordinateur numérique, Société mexicaine de Génie sismique, Vol IV,nr2,Mexico 1969.

M. Ifrim, Dynamique des structures et génie sismique, Edition Budapest, 1984.

D.J. Inman, Engineering vibrations. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J, 1996.

IS 2002, 2009 Steel plate for pressure vessel for intermediate and high temperature service including boiler, Third Revision, Bureau of indian standards manak bhavan, 9 Bahadur shah zafar marg New Delhi 110002, March 2009.

Y. Ishiyama, Seismic codes and structural dynamics in Japanese, Sanwa-shoseki, 2008.

A. Ismail, Effect of Soil Flexibility on Seismic Performance of 3-D Frames, IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE) e-ISSN: 2278-1684,p-ISSN: 2320-334X, Volume 11, Issue 4 Ver. II, PP 135-143, Jul- Aug. 2014.

W.D. Iwan, Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp. 375-388, 1980.

J

L.S. Jacobsen, R.S. Ayre, Engineering vibrations. McGrawHill, Inc., New York, N.Y, 1958.

B.R. Jayalekshmi, H.K. Chinmayi, Effect of soil flexibility on lateral natural period in RC framed buildings with shear wall, International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology Vol. 2, Issue 6, June 2013.

P.C. Jennings, Distant motions from a building vibration test, Bull. seism.Soc. Am, 60, pp 2037–2043, 1970.

P.C. Jennings and J. Bielak, Dynamics of building–soil interaction, Bull. seism. Soc. Am, 63, pp : 09 – 48, 1973.

B. Jeremic, G. Jie and M. Preisig, Earthquake–Soil–Structure Interaction, In Lecture Notes on Computational Geomechanics:Inelastic Finite Elements for Pressure Sensitive Materials. pp. 301, University of California, Davis, 2009a.

J.J. Johnson, Soil-structure interaction, In Earthquake engineering hand book, sous la dir. de CRC Press, LLC pp 31, 2003.

K

C.Y. Kelly, An Investigation of the Fundamental Period of Vibration of Irregular Steel Structures", Master's Thesis, The Ohio State University, 2011.

L.Khalil, Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments : analyse dans les domaines linéaire et non linéaire, thèse de doctorat, Université lille 1, 2009.

M. Kham, Propagation d'ondes sismiques dans les bassins sédimentaires : des effets de site à l'interaction site ville, Thèse de doctorat au sein de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées France, 2005.

Y. Kitada, M. Kinoshita, M. Iguchi and N. Fukuwa, Soil-structure effect on an Npp reactor building. Activities of Nupec : achievements and the current status, In Proc. UJNR workshop on Soil-Structure Interaction, 1998.

S.L. Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996.

I. Kraus & D. Džakić , Soil-structure interaction effects on seismic behaviour of reinforced concrete frames, 50 SE –EEE University of Osijek, Faculty of Civil Engineering Osijek, Croatia 2013.

S. Kumar, S. Prakash., Estimation of fundamental period for structures supported on pile foundations. Geotechnical and Geological Engineering; 22: pp375–389, 2004.

L

S. Lagomarsino and S. Giovinazzi, Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings, Bulletin of Earthquake Engineering, 4: pp 415–443, 2006.

A.R. Levander and N.R. Hill, P-SV resonances in irregular low-velocity surface layers. Bulletin of the Seismological Society of America, 75: pp 847–864, 1985.

J.E. Luco and R.A. Westmann, Dynamic response of circular footing. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 97(EM 5):1381, 1971.

J.E. Luco, Approximate external boundaries for truncated models of unbounded Media, In Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction. Menlo Park, California, USA, March 29-30, pp.8, 2004.

J. Lysmer, Vertical motions of rigid footings. PhD thesis, University of Michigan, 1965.

- M. Mahsuli, M.A. Ghannad, The effect of foundation embedment on inelastic response of structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, n°4, pp 423-437, 2009.
- Manyando, M.S. George, and S. Prakash, On prediction and performance of machine foundations. 2nd Int. Conf. on Recent advances in Soil Dynamics, St. Louis, University of Missouri-Rolla. Vol. 3, pp. 2223-2232, 1991.
- A. Maravas, G. Mylonakis, D. Karabalis, Dynamic characteristics of simple structures on piles and footings ; In: Proceedings of the 4th international conference on earthquake geotechnical engineering. Thessaloniki, Greece, paper n°1672, 2007.
- A. Massumi and H.R. Tabatabaiefar, A Criterion for considering soil-structure interaction effects in seismic design of ductile RC-MRFS according to Iranian codes, The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, Beijing, China, 2008.
- R. Meli, Code - Prescribed Seismic Actions and Observed Performance of Buildings, International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering, Proceeding 1, Mexico, 1991.
- R. Meli, E. Faccioli, D. Murià-Vila, R. Quaas, and R. Paolucci, A study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(1): pp 89–111, 1998.
- A. Mikael, Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale, Thèse de doctorat de l'université de Grenoble, France, 2011.
- F. Miura, et K. Toki, Estimation of natural frequency and damping factor for Soil-Structure Interaction systems ». In *Developments in geotechnical engineering*. 43 :Soil-Structure Interaction. pp 73-87. Amsterdam, Pays-Bas, Southampton, U.K.: Elsevier, Computational Mechanics Publications, 1987.
- K. Moslem and M.D. Trifunac, Spectral amplitudes of strong earthquake accelerations recorded in buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(2): pp 100–107, 1987.
- G. Mylonakis, A. Nikolaou et G. Gazetas, Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic And Inertial Effects. Part I: Soft Soil, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, n° 3, pp 337-359, 1997.
- G. Mylonakis, S. Nikolaou, and G. Gazetas, Footings under seismic loading : Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, N°9, pp 824-853, 2006.

N

F. Naeim, S. Tileylioglu, A. Alimoradi, and J.P. Stewart, Impact of foundation modeling on the accuracy of response history analysis of a tall building, Proc. SMIP2008 Seminar on Utilization of Strong Motion Data, California Strong Motion Instrumentation Program, Sacramento, CA, 19-55, 2008.

NBCC, National Building Code of Canada 2005. National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 2005.

NBCC, National Building Code of Canada 1995. National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 1995.

NEHRP. 1994, Recommended Provisions for the development of Seismic Regulations for New Buildings, Building Seismic Safety Council, Washington, D. C., 1994.

NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Coll. « FEMA 273 ».

Washington, D.C.: Federal emergency management agency, 1 v. (pag. multiple) p.

NIST, Soil-Structure Interaction for Building Structures, GCR 12-917-21, prepared by the NEHRP Consultants Joint-Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Maryland. U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory Gaithersburg, MD 20899, 2012.

C.H. Norris, J.b. Wilbur, S. Utku, elementary structural analysis, MC Graw Hill, 1976.

NZECSDA, New Zealand Earthquake Code Structural Design Actions - Part 5: Earthquake Actions, 2004.

O

M. Oudjenea, M. Meghlatb, Y. Bouafiab, Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques algériennes 1999 (RPA 99), 7^{ème} Colloque National en Calcul des Structures, Giens, 2005.

P

A. Pais, and E. Kausel, Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 4, pp 213-227, 1988.

R. Paolucci, Soil-structure interaction effects on an instrumented building in Mexico City. European earthquake Engineering, 3 : pp 33-44, 1993.

A. Pecker, Dynamique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

- A. Pecker, Dynamique des sols. Coll. « Collection géotechnique ». Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, pp 259, 1984.
- A. Pecker., Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. polycopie des cours, ENPC, 2004, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>.
- A. Pecker, Advanced earthquake engineering analysis, Springer Wien NewYork, 2007.
- A. Pecker, Dynamique des structures et des ouvrages. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.
- D.M. Potts, , & T.I. Addenbrooke, A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engineering, 125, pp 109-125, 1997.
- S. Prakash and V.K. Puri, Foundations for vibrating machines, Special Issue, of the Journal of Structural Engineering, SERC, Madras, April-May 2006.
- M. Preisig and B. Jeremić, Nonlinear finite element analysis of dynamic soil-foundation-structure interaction, Technical report, University of California, Davis, 2005.
- PS92, Règles de construction parasismique, Règles PS applicable aux bâtiments-PS92, Editions Eyrolles, 1996.

Q

R

- J. Rajasankar, N. R. Iyer, B.Y Swamy, N. Gopalakrishnan, and P. Chellapandi, SSI analysis of a massive concrete structure based on a novel convolution/deconvolution technique. Sādhanā, 32, Part 3 pp 215–234, 2007.
- S. Renzi, C. Madiati et G. Vannucchi, A simplified empirical method for assessing seismic soil-structure interaction effects on reinforced concrete structures, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2012 - IARG 2012 Padova, 2-4 luglio 2012.
- F.E. Richart and R.V. Whitman, Comparison of footing vibrations tests with theory. Journal of Soil Mechanics, 1967.
- P. Roussillon, Interaction sol-structure et interaction site-ville : Aspects fondamentaux et modélisation, thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2006.

RPA 2003, Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.

RPS 2002, Règlement parasismique marocain. Ministère de l'habitat et l'aménagement de l'espace, Maroc, 2002.

S

E. Şafak, Detection and Identification of Soil-Structure Interaction in Buildings from Vibration Recordings ; Journal of Structural Engineering, 121(5), pp 899–906, 1995.

W. Schuller, High rise building structures, John wiley and sons, 1977.

SEAOC, Structural Engineers Association of California, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismological Committee, Structural Engineers Association of California, San Francisco, 1996.

A. Seghir, Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure, thèse de doctorat , Université Paris-Est, Marne-la-Vallée, 2011.

J.F. Semblat, A.M. Duval et P. Dangla, Amplification du mouvement sismique : effets de site dans le centre de Nice, Revue Française de Génie Civil, Vol. 3, No1, pp 57–75, 1999.

SETRA, Guide méthodologique Ponts en zone sismique- conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 (provisoire), Février 2012

A.S. Shon, Study on the fundamental period of vibration for buildings with different configurations, A Thesis Submitted To Degree of Master of Science In The Department of Civil Engineering, Atilim University, Turquie , April 2015.

J.G. Sieffert et F. Cevaer, Manuel des fonctions d'impédance, fondations superficielles, Ouest éditions, Presses Académiques, France, pages 173, 1992.

H.T. Solanki, V.R. Siddhaye, G.M Sabnis, Seismic isolation for medium rise reinforced concrete frame buildings, 33rd Conference on our world in concrete & structures, Singapore, 25 - 27 August 2008.

R. Souloumiac, Interaction sol-structure, méthode simplifiée, Socotec, 1984.

J.P. Stewart, G.L. Fenves et R.B. Seed, Seismic soil-structure interaction in buildings I, Analytical methods, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, pp 26-37, 1999.

M. Suko, P.F. Adams, Empirical equation for the fundamental natural period, Second canadian conference on earthquake engineering, Ontario, Canada, June 1975.

J.P. Stewart, R.B. Seed et G.L. Fenves, Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects. Coll, PEER Reports, PEER-98/07: University of California, Berkeley, pp 233, 1998.

J.P. Stewart, R.B. Seed, G.L. Fenves, Seismic soil–structure interaction in buildings II: empirical findings, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers 125 (1), pp 38–48, 1999.

T

H.R. Tabatabaiefar, A. Massumi, A Criterion for considering soil-structure interaction effects in seismic design of ductile RC-MRFS according to Iranian codes, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* October 12-17, , Beijing, China, 2008.

H.R. Tabatabaiefar, A. Massumi, A simplified method to determine seismic responses of reinforced concrete moment resisting building frames under influence of soilstructure interaction, *soil dynamics and earthquake engineering* 30 pp 1259-1267, ELSEVIER, 2010.

H.R. Tabatabaiefar, F. Behzad and S. Bijan, An empirical relationship to determine lateral seismic response of mid-rise building frames under influence of soil–structure interaction, *The structural design of tall and special buildings Struct. Design Tall Spec. Build.* 23, pp 526–548, 2014.

T. Tbatou, M. Rougui, L'évaluation fréquentielle du comportement de la réponse structurelle de type bâtiment en béton armé sous l'effet de l'interaction sol-structure (The evaluation of the frequency behavior of the structural response of reinforced concrete building type under the influence of soil-structure interaction), *J. Mater. Environ. Sci.* 5 (4) pp 1144-1151, 2014.

W.T. Thompson, *Theory of vibration with application*, 2nd edition, Prentice Hall, Englewood cliffs, New Jersey 1981.

S. Tileylioglu, F. Naeim, A. Alimoradi, and J.P. Stewart, Impact of foundation modeling on the accuracy of response analysis for a tall building, *Proc. 9th US National & 10th Canadian Conf. on Earthquake Engrg*, EERI and Canadian Assoc. for Earthquake Eng., July 25-29, Paper No. 1666, 2010.

S.P. Timoshenko, D.H. Young, *Vibration Problems in Engineering*, 4th edition, John Wiley & Sons Inc, 1974.

M.D. Trifunac, Interaction of a shear wall with the soil for incident plane SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62: pp 63–83, 1972.

N.W. Trombetta, *Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction in Urban Environments*, Thesis of the degree Doctor of Philosophy in Structural Engineering, University of California, San Diego, 2013.

TSC 97, *Turkish Seismic Code*, Turkish Ministry of Public Works and Housing, 1997.

U

UBC, Uniform Building Code, Structural Engineering Design Provisions, Volume 2. International Conference of Building Officials, USA 1997.

V

A.S. Veletsos and Y.T. Wei, Lateral and rocking vibration footings. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers ASCE* 97, SM 9, pp : 1227 – 1248, 1971.

A.S. Veletsos, and J.W.Meek. 1974 , Dynamic behavior of building-foundation systems, *J.Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 3(2), pp 121–138, 1974.

A.S. Veletsos and V.V.D.Nair, Seismic interaction of structures on hysteretic foundations, *J. Struct. Div. ASCE* 101, pp 109-129, 1975.

A.S. Veletsos, *Structural and Geotechnical Mechanics*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1977

A.S. Veletsos, and J.Y. Yang, Earthquake response of liquid storage tanks. *Advances in civil engineering through engineering mechanics. Proc. Engrg. Mech. Div. Specialty Conf*, Raleigh, N.C., ASCE, New York, N.Y., 1-24, 1977.

W

W. Weaver, S.P. Timoshenko, and D.H. Young. *Vibration problems in engineering*, Wiley-Interscience, New York, N.Y, 1990.

E.L. Wilson, Three-dimensional static and dynamic analysis of structures - A physical approach with emphasis on earthquake engineering, *Computers and Structures* pp 423, 2002.

A. Wirgin, Amplification résonante du tremblement d'une chaîne de montagne cylindrique soumise à une onde SH. *Compte Rendu de l'Académie des Sciences*, 311: pp 651–655, 1989.

A. Wirgin and P.Y. Bard, Effects of buildings on the duration and amplitude of ground motion in Mexico city, *Bull. seism. Soc. Am.*, 86, pp 914–920, 1996.

J.P. Wolf, *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, NJ, 1985.

J.P. Wolf, C. Song, Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction *Engineering Structures*, vol. 24, no 1, pp 13-28, 2002.

H.L. Wong, JE. Luco, Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape”.

Earthquake Eng Struct Dyn 4, pp 587–597, 1976.

H.L. Wong, M.D. Trifunac, and B. Westermo, Effects of surface and subsurface irregularities on the amplitudes of monochromatic waves. Bulletin of the Seismological Society of America, 67:353–368, 1977.

X

Y

C. Yoshimura, J. Bielak, and Y. Hashida., Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions. Part II : Verification and examples. Bulletin of the Seismological Society of America, 93(2) pp 825–840, 2003.

Z

Y. Zhang, Z. Yang, J. Bielak, J.P. Conte, and A. Elgamal, Treatment of seismic input and boundary conditions in nonlinear seismic analysis of a bridge ground system, In 16thASCE Engineering Mechanics Conference, July 16th-18th, University of Washington, Seattle, 2003.