

TABLE DES MATIERES

Dédicaces

REMERCIEMENTS i

Résumé ii

Introduction générale 2

Chapitre 01 : Interaction Sol-Structures (ISS) Notions de Base

1.1	Introduction	5
1.2	Notion de l'Interaction Sol-Structure (ISS)	6
1.2.1	Les composantes de l'interaction	7
1.2.1.1	Interaction cinématique	7
1.2.1.2	Interaction inertielle	8
1.2.2	Amortissement dans le sol	8
1.2.2.1	Amortissement matériel	8
1.2.2.2	Amortissement géométrique ou radiatif	10
1.2.3	Ondes dans le sol	11
1.2.3.1	Ondes de volume	11
1.2.3.2	Ondes de surfaces	12
1.3	Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol Structure	12
1.3.1	Méthodes globales	12
1.3.2	Méthodes de sous-structure	14
1.3.2.1	Méthodes de frontière	15
1.3.2.2	Méthodes de volume	18
1.3.3	Méthodes hybrides	18
1.3.3.1	Concept du macroélément	19
1.4	Conclusion	20

Chapitre 02 : Revue de la littérature sur l'interaction sol-structure

2.1	Introduction	22
2.2	Méthodes analytiques	22
2.3	Méthodes numériques	26
2.3.1	Méthode des éléments finis	26
2.3.2	Méthodes des frontières	30
2.3.3	Méthodes mixtes	30
2.4	Méthodes expérimentales	31
2.5	Conclusion	33

Chapitre 03 : Influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale des structures

3.1	Introduction	35
-----	--------------------	----

3.2	Formules proposées pour la prise en compte de l'ISS	35
3.3	Étude de l'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale des bâtiments	36
3.3.1	Modèle de référence.....	37
3.3.1.1	Modèle numérique	38
3.3.2	Étude paramétrique	41
3.3.2.1	Influence de V_s sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc}).....	43
3.3.2.2	Influence de I_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc}).....	44
3.3.2.3	Influence de h sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})	45
3.3.2.4	Influence de E_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})	47
3.3.2.5	Conclusions	48
3.3.3	Méthode de prise en compte de l'ISS	49
3.3.4	Etude de paramètres supplémentaires	51
3.3.4.1	Influence des dimensions de la fondation (a,b)	51
3.3.4.2	Influence de l'ouverture du portique (L)	52
3.3.5	Influence du nombre d'étages	53
3.3.6	Influence du nombre d'ouvertures	56
3.4	Conclusion	59

Chapitre 04 : Validation et étude sismique de cas réels de bâtiments

4.1	Introduction	62
4.2	Présentation du premier exemple de vérification.....	62
4.2.1	Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.....	63
4.2.1.1	Détermination de l'épaisseur de plancher	63
4.2.1.2	Pré dimensionnement des poteaux	63
4.2.1.3	Pré dimensionnement des Poutres	65
4.2.1.4	Choix des fondations	66
4.2.2	Modélisation du bâtiment (R+4).....	66
4.3	Deuxième exemple de vérification.....	67
4.3.1	Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.....	68
4.3.1.1	Voile	68
4.3.1.2	La fondation.....	68
4.3.2	Modélisation	68
4.4	Etude sismique du bâtiment (R+6) :.....	70
4.4.1	Résultats obtenus	71
4.5	Conclusion.....	74
	Conclusions et perspectives	76
	Références bibliographie	78

Annexes

TABLE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Schématisation de l'interaction sol-structure	7
Figure 1. 2 : Modèle de Voigt	9
Figure 1. 3 : Amortissement interne	10
Figure 1. 4 : ondes de compression (p)	11
Figure 1. 5 : ondes de cisaillement (S)	11
Figure 1. 6 : Les ondes de Rayleigh et ondes de love	12
Figure 1. 7: Modélisation de l'ISS par la méthode globale	13
Figure 1. 8 : Méthode de frontière	15
Figure 1. 9: Théorème de superposition de KAUSEL	15
Figure 1. 10: Termes d'impédance pour une fondation superficielle circulaire	17
Figure 1. 11: Méthode de volume	18
Figure 1. 12: Méthode Hybride	18
Figure 3. 1 : Modèle sans prise et en tenant en compte de l'ISS.	38
Figure 3. 2.a : L'élément BEAM 4	39
Figure 3. 2.b : L'élément COMBIN14	39
Figure 3. 2.c : Le choix du ddl de l'élément COMBIN14	39
Figure 3. 3 : maillage du portique	40
Figure 3. 4.a : la déformée de mode fondamental.	41
Figure 3. 4.b : résultats des modes (listing)	41
Figure 3. 5 : Influence de V_S sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})	44
Figure 3. 6 : Influence de I_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})	45
Figure 3. 7 : Influence de h sur le rapport F_{ISS}/F_{enc}	46
Figure 3. 8 : Influence d' E_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})	48
Figure 3. 9 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence	51
Figure 3. 10 : Influence des dimensions de la fondation sur F_{ISS}/F_{enc}	52
Figure 3. 11 : Influence de l'ouverture du portique L sur F_{ISS}/F_{enc}	53
Figure 3. 12 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence.	56
Figure 3. 13 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence.	59
Figure 4.1: Surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	63
Figure 4.2 Coupe de voile en élévation.....	68
Figure 4.3 : Éléments shell63	68

Figure 4.4 : Vérification de l'abaque de Kss proposé	70
Figure 4.5 : Accélérogramme de Boumerdès	71
Figure 4.6 : Accélérogramme d'Aïn Temouchent	71
Figure 4.7 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au sommet de la structure (nœud 269), séisme de Boumerdès.	72
Figure 4.8 : Variation du déplacement horizontal en fonction de temps au sommet de la structure (noeud269) séisme de Boumerdès.....	72
Figure 4. 9 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au sommet de la structure (nœud 269) séisme d'Aïn Temouchent.	73
Figure 4.10 : Variation du déplacement horizontal en fonction du temps au sommet de la structure (noeud269) séisme d'Aïn Temouchent.	74

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3. 1 : Caractéristiques mécaniques du système étudié.....	40
Tableau 3. 2 : valeurs de paramètres considérés	42
Tableau 3. 3 : Rigidités des ressorts	43
Tableau 3. 4 : influence de la vitesse de propagation sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc}	43
Tableau 3. 5 : Influence de I_p sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc}	44
Tableau 3. 6 : Variation de I_p pour une même vitesse d'onde.	45
Tableau 3. 7 : Influence de h sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc}	46
Tableau 3. 8 : Variation de h pour une même vitesse d'onde.	47
Tableau 3. 9: Influence de E_p sur le rapport de fréquence (F_{ISS}/F_{enc}).....	47
Tableau 3. 10 : influence de la dimension de la fondation sur le rapport de fréquence.....	52
Tableau 3. 11 : L'influence de l'ouverture du portique L sur le rapport de fréquences.	53
Tableau 3. 12 : influence de la variation de nombre d'étage sur F_{ISS}/F_{enc}	54
Tableau 3. 13 : Influence de la variation de différents paramètres sur F_{ISS}/F_{enc}	57
Tableau 4.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres	66
Tableau 4.2 : caractéristiques mécaniques des matériaux	67
Tableau 4.3 : Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} (Structure de l'exemple de vérification)	67
Tableau 4.4 : les rigidités des ressorts.....	69
Tableau 4.5 : Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} (Structure de l'exemple de vérification)	69
Tableau 4.6 : caractéristiques du sol et de la structure.....	71

Liste des symboles

Lettres latines :

A	: L'aire de la fondation ;	K_{SS}	: Rigidité relative sol structure ;
A_0	: Surface de référence égale 1 m^2 ;	L	: Distance entre les poteaux (portée) ;
a, b	: Longueur et largeur de la fondation ;	L_f	: Longueur de fondation ;
B	: Section du poteau ;	$[M]$: Matrice de masse ;
B_r	: Section réduite d'un poteau ;	N_e	: Nombre d'étages ;
$[C]$: Matrice d'amortissement du système ;	N_o	: Nombre d'ouverture ;
E_p	: Module de Young des poteaux ;	N_b	: Nombre de baies ;
$\{F\}$: Chargement extérieur exercé sur le système sol structure ;	N_U	: Effort normal ultime ;
F_{enc}	: Fréquence de la structure encastree ;	Q	: Charge moyenne répartie sur 1m^2 ;
F_{ISS}	: Fréquence de la structure en considérant l'ISS ;	S	: Surface supportée par le poteau le plus sollicité ;
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier ;	t	: Temps ;
f_{c28}	: Résistance caractéristique du béton à 28 jours ;	T	: Période fondamentale de la structure encastree à sa base ;
f_{bc}	: Contrainte de calcul ;	\tilde{T}	: Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS ;
G_s	: Module de cisaillement du sol ;	u	: Déplacement du système ;
G'	: Rigidité du modèle de Voigt ;	\dot{u}	: Vitesse du système ;
H	: Hauteur des poteaux ;	\ddot{u}_g	: Accélération du sol ;
h_g	: Hauteur d'étage ;	V_s	: Vitesse d'ondes dans le sol [m/s].
h_p	: Hauteur du plancher ;		
i	: Nombre complexe ;		
I_0	: Moment d'Inertie de la fondation ;		
I_p	: Moment d'inertie des poteaux ;		
i_x	: Rayon de giration suivant la direction x ;		
i_y	: Rayon de giration suivant la direction y ;		
$\{I\}$: Vecteur unité ;		
$[K]$: Matrice de rigidité à la flexion de la structure ;		
K_v	: Rigidité de translation verticale de la fondation ;		
K_h	: Rigidité de translation horizontale de la fondation ;		
K_θ	: Rigidité de rotation ;		

Lettres grecques :

- α : Paramètre relatif à la densité de la structure et du sol ;
- α_θ : Paramètre dépendant de la rigidité de la fondation ;
- β : Coefficient de correction dépend de l'élanement mécanique ;
- β_x : Paramètre dépendant du rapport a/b (dimensions de la fondation) ;
- β_y : Paramètre dépendant du rapport a/b (dimensions de la fondation) ;
- γ : Glissement relatif ;
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton ;
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;
- ∂ : Dérivée partielle ;
- ε : Déformation ;
- η : Viscosité représentant le comportement visqueux du sol ;
- θ : Coefficient d'application ;
- λ : Elancement mécanique ;
- ν : Coefficient de Poisson ;
- ζ : Coefficient d'amortissement ;
- ζ_{TS} : Amortissement du système sol-structure ;
- ζ_x : Coefficient d'amortissement de translation d'une fondation de rayon r ;
- ζ_θ : Coefficient d'amortissement de rotation d'une fondation de rayon r ;
- ρ : Masse volumique [KN/m^3] ;
- σ : Contrainte normale dans une direction ;
- σ_m : Pression effective moyenne ;
- ω : Fréquence circulaire ;
- $\tilde{\omega}$: Pulsation de la structure en tenant compte de l'ISS.

Abréviations :

- BAEL* : Béton Armé aux Etats Limites ;
- BSSC* : Building Seismic Safety Council ;
- BEM* : Boundary Element Method (Méthode des éléments de frontière) ;
- DDL* : Degré De Liberté ;
- ISS* : Interaction sol-structure ;
- MEF* : Méthode des Eléments Finis ;
- RDC* : Rez-de-chaussée ;
- RPA* : Règlement Parasismique Algérien.

Introduction générale

Dans un monde en pleine croissance démographique, le risque d'avoir des dommages importants lors de séismes au niveau des structures et donc d'avoir un nombre significatif de victimes est en constante augmentation. Pourquoi ce risque augmente-t-il avec le temps ? La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité. Une bonne connaissance de l'aléa, c'est à dire la probabilité qu'un évènement se produise, est nécessaire pour bien comprendre les phénomènes. C'est le travail du sismologue. La vulnérabilité quant à elle peut être divisée en deux familles. Tout d'abord il y a les aspects humains, c'est à dire la gestion de la crise, le comportement des personnes lors d'un séisme. Mais il y a aussi les aspects techniques, c'est à dire les méthodes de construction. L'ingénieur va travailler sur ce deuxième aspect. Il est facile de comprendre que les risques vont croître avec l'urbanisation et l'augmentation d'équipements sensibles.

Pour diminuer le risque, il faut une bonne connaissance des matériaux, de leurs réactions face à des sollicitations dynamiques, mais aussi et surtout une bonne connaissance des conditions aux limites de la structure, c.-à-d. l'interface entre le sol et la structure elle-même. Le terme générique désignant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'interaction sol structure (ISS). Cette dernière est très importante puisqu'elle met bien en évidence le fait que non seulement la nature du sol a une influence sur le comportement de la structure, mais aussi la structure a une influence sur le comportement du sol qui peut modifier ainsi les composantes de la sollicitation.

Dans le présent mémoire, nous nous intéressons particulièrement à montrer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé avec des fondations superficielles.

Ce mémoire est organisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente les notions de base et les définitions de l'interaction sol-structure ainsi que les différentes méthodes pour la prise en compte de cette interaction. Quant au deuxième chapitre, il a été consacré à une revue de la littérature. Dans celle-ci, nous avons détaillé les différentes études antérieures menées sur le phénomène de l'interaction sol-structure ainsi qu'une description de la façon dont elle a été prise en compte.

Le fruit de notre travail a été longuement détaillé dans le chapitre trois. Celui-ci comporte l'étude de l'influence de l'interaction sol structure sur la fréquence fondamentale des structures de type bâtiment à travers une modélisation numérique réalisée sur le logiciel de calcul Ansys V11. Le modèle étudié considère que le sol et la fondation sont

représentés à l'aide des éléments ressorts. L'analyse montre que l'interaction sol-structure peut réduire d'une manière très importante la première fréquence des structures de type bâtiment. Un abaque est proposé pour une prise en compte aisée de cette interaction dans l'évaluation de la première fréquence des bâtiments.

Après quoi dans le quatrième chapitre, deux exemples de vérification il s'agit des bâtiments en béton armé dont un est composé d'un rez-de-chaussée et de quatre étages, fondé sur des semelles isolées et le second est composé d'un rez-de-chaussée et de six étages, fondé sur des semelles filantes. La différence entre ces deux modèles est la présence des murs voiles dans le second cas. Ces exemples traités ont assuré la fiabilité de l'abaque proposé précédemment. Ainsi une étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments. Dans ce contexte, nous testons deux enregistrements sismiques nationaux afin de voir l'influence de l'interaction sol-structures sur les accélérations et les déplacements latéraux.

En fin, et comme tout travail, ce mémoire sera achevé par une conclusion générale et des perspectives.

1.1 Introduction

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastrée à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Parallèlement nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est à dire le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastrée dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastrée dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir: le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. Le fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol. Enfin, lors du chargement dynamique du sol, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée une, par un amortissement matériel du aux non linéarités du sol et de la fondation et deux, par le rayonnement des ondes dans le massif du sol semi-infini.

Ainsi, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est pour cela que nous parlons de problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

En revanche, ce phénomène noté généralement (ISS), est souvent négligé par les ingénieurs malgré son influence sur l'analyse du comportement et le design des bâtiments [9]. En effet, la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'Interaction sol-structure, ce qui influe sur la sécurité du bâtiment. De plus, l'utilisation normale « sans ISS » peut être affectée par des problèmes

de fissurations causées par les tassements différentiels. Finalement, les coûts de construction sont influencés par les sections et les fondations choisies, qui elles-mêmes, sont influencées par la répartition des efforts découlant de l'interaction sol-structure.

Ce chapitre s'articule en deux étapes, tout d'abord nous allons présenter le phénomène d'Interaction Sol-Structure, ainsi que ses principaux concepts : interaction cinématique, interaction inertielle et les types d'amortissement. Ensuite, les différentes méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS seront décrites et détaillées.

1.2 Notion de l'Interaction Sol-Structure (ISS)

Nous avons évoqué au paragraphe précédent que le comportement de la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide ; lors d'un séisme, le sol et la superstructure se mettent à vibrer simultanément et interagissent l'une avec l'autre ; la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol et modifient sa réponse etc. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (du sol) s'appelle *interaction sol – structure*.

La figure 1.1 illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le *champ libre*, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe: on y rencontre des *ondes de volume*, compression (P) et cisaillement (S), des *ondes de surface* (Rayleigh, Love). La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

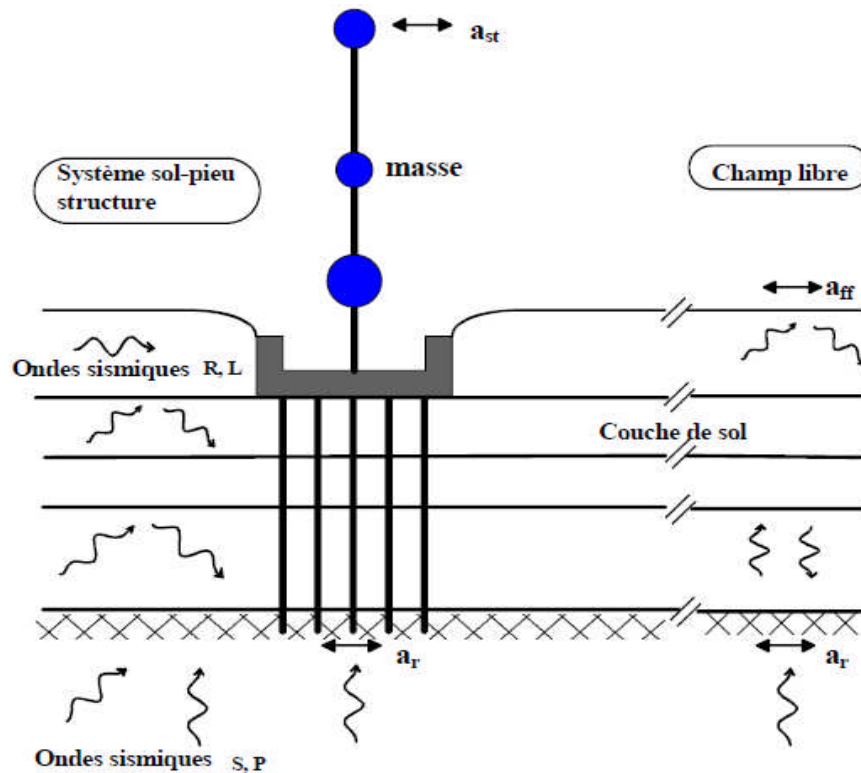


Figure 1. 1 : Schématisation de l'interaction sol-structure [14]

1.2.1 Les composantes de l'interaction

Il existe deux types d'interaction, cinématique et inertielle dont on doit tenir en compte dans le dimensionnement de la fondation.

Généralement, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle ; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée.

1.2.1.1 Interaction cinématique

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant, le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci, Ce phénomène est connu sous le nom d'*interaction cinématique*.

Cette interaction induit un filtrage parfois significatif du mouvement sismique lors de son transfert au bâtiment mais occasionne des rotations d'ensemble de la fondation dont les effets sur l'ouvrage doivent être étudiés. La réponse de la fondation sans superstructure au

mouvement sismique incident fournit au concepteur les efforts d'inertie nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage. Enfin, dans le cas de fondations superficielles et d'ondes à incidence verticale, il n'y a pas d'interaction cinématique et le mouvement de la fondation sans superstructure est égal au mouvement du sol sans ouvrage.[1]

1.2.1.2 Interaction inertielle

La définition de l'interaction inertielle réside dans le fait d'inclure la masse de la structure, va induire des efforts d'inerties et de moments supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. [2]

1.2.2 Amortissement dans le sol

La résolution dynamique d'un problème d'interaction sol-structure doit prendre en compte l'amortissement dans le sol qui est devisé en deux types : l'amortissement matériel et l'amortissement géométrique ou radiatif.

1.2.2.1 Amortissement matériel

Ce type d'amortissement correspond à la dissipation sous forme de chaleur dans la structure d'une partie de l'énergie injectée dans cette dernière.

Dans la pratique il faut faire une distinction entre l'amortissement interne ou structural qui se produit dans les matériaux à l'occasion des déformations qu'ils subissent, et les amortissements externes qui correspondent à des frottements divers et se résument essentiellement à ceux qui interviennent le long des interfaces de contact entre la structure et les éléments non structuraux lorsqu'il en existe.

En fonction de la nature du sol, l'amortissement dépend de la fréquence, de l'amplitude des déformations, de l'état de contraintes, de la teneur en eau et de l'indice des vides.

Pour modéliser l'effet de cet amortissement, le comportement du sol est modélisé par l'un des deux modèles viscoélastiques qui sont : Le solide de Voigt et le modèle à hystérésis constante.[18]

1.2.2.1.a Le solide de Voigt

Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité (G') placé en parallèle avec un amortissement de viscosité (η) représentant le comportement visqueux du sol (Figure 1.2).

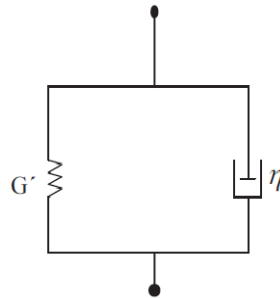


Figure 1. 2 : Modèle de Voigt [18]

Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoplastique se « souvient » des sollicitations qui lui ont été imposées au cours du temps. La vitesse de déformation joue un rôle important, et l'influence de cette vitesse se traduit par des relations constitutives exprimées sous forme complexes dépendant de la fréquence, reliant les contraintes aux déformations. Pour un milieu unidimensionnel, la relation constitutive qui lie les contraintes (σ) aux déformations (ε), est :

$$\sigma e^{i\omega t} = G' \varepsilon e^{i\omega t} + \eta \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon e^{i\omega t}) \quad (1.1)$$

Avec : $\eta = 2\xi$ et ω représente la fréquence circulaire.

A partir de cette relation, la relation constitutive liant les amplitudes des contraintes et des déformations s'écrit simplement :

$$\sigma = G' \varepsilon + i\eta \omega \varepsilon \quad (1.2)$$

1.2.2.1.b Modèle à hystérésis constante

Le coefficient d'amortissement ξ peut être obtenu à partir de courbes expérimentales (courbes d'hystérésis), HARDIN et RICHARD (1963) cité par [18]. Celui-ci est alors estimé à partir du coefficient de perte η qui représente le rapport de l'énergie dissipée au cours d'un cycle à l'énergie potentielle maximum multipliée par 2π .

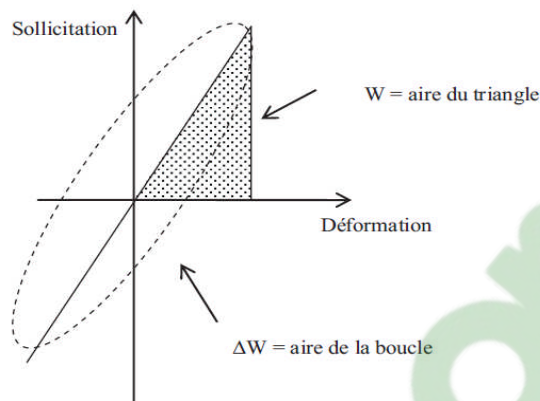


Figure 1. 3 : Amortissement interne [18]

En général, les cycles d'hystérésis sont modélisés par des formes elliptiques (Figure 1.3), et l'expression de ce coefficient de perte est la suivante :

$$\eta = 2 \xi \quad (1.3)$$

Le facteur d'amortissement de type visqueux, défini pour l'oscillateur simple, est donné par :

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w} \quad (1.4)$$

Et le degré d'amortissement est égal à la moitié du coefficient de perte.

HARDIN & al (1969) cite par [18] ont présenté à partir d'essais une formule empirique donnant le degré d'amortissement pour les sols sans cohésion aux faibles amplitudes (de 10^{-6} à 10^{-4}),

$$\xi = 0,031 \gamma^{0,2} \sigma_m^{0,5} \quad (1.5)$$

Où σ_m est la pression effective moyenne comprise entre 0,025 et 0,15 Mpa, et γ le glissement relatif.

1.2.2.2 Amortissement géométrique ou radiatif

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (Structure et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement radiatif (ou géométrique). Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol -structure, nécessite une analyse rationnelle de la

propagation d'onde dans le sol. Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est en fonction de la fréquence de vibration. L'amortissement géométrique est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

1.2.3 Ondes dans le sol

Lorsqu'une fondation est soumise à des vibrations cycliques, elle devient une source d'émission d'ondes élastiques harmoniques qui se propagent dans le sol et transportent la perturbation vers les endroits les plus lointains, selon l'énergie communiquée et la capacité du sol à dissiper cette énergie. Nous distinguons plusieurs types d'ondes qui se propagent dans le sol que nous allons définir par la suite.

1.2.3.1 Ondes de volume

Celles-ci prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes d'ondes de compression (P) (appelée aussi onde primaire (P) ; de dilatation ou longitudinales) qui se propage avec une vitesse $V_p = 8 \text{ Km/s}$ (figure 1.4) et les ondes de cisaillement S (appelée aussi onde secondaire (S) ou onde de distorsion) elles se propagent perpendiculairement au mouvement avec une vitesse V_s . (figure 1.5). La longueur de ses ondes est de l'ordre de 4 à 6 KM.

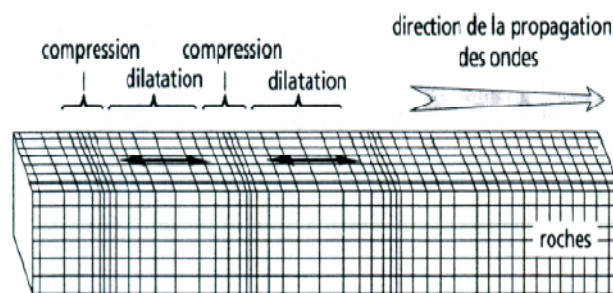


Figure 1. 4 : ondes de compression (p) [19]

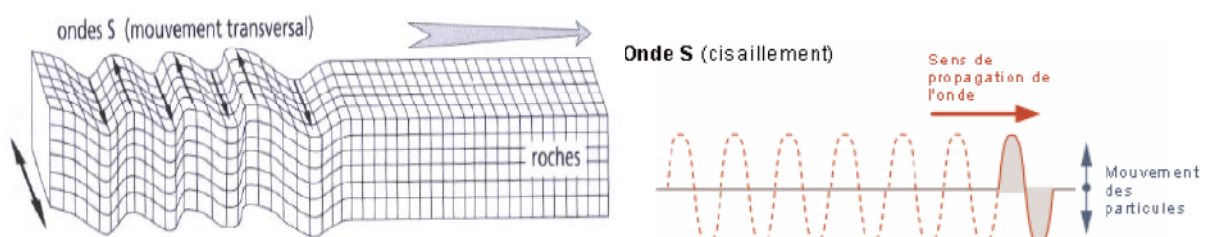


Figure 1. 5 : ondes de cisaillement (S) [19]

1.2.3.2 Ondes de surfaces

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh (figure 1.6) ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines surfaces, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable car la vitesse est de l'ordre de 1 à 2 KM/S avec une période de 20 S. En ce qui concerne la longueur d'onde, elle est de l'ordre 20 à 40 KM.

Les ondes de Love, notées les ondes L, sont des ondes cisaillement, qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

Les ondes de Rayleigh ou les ondes R sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une vibration vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

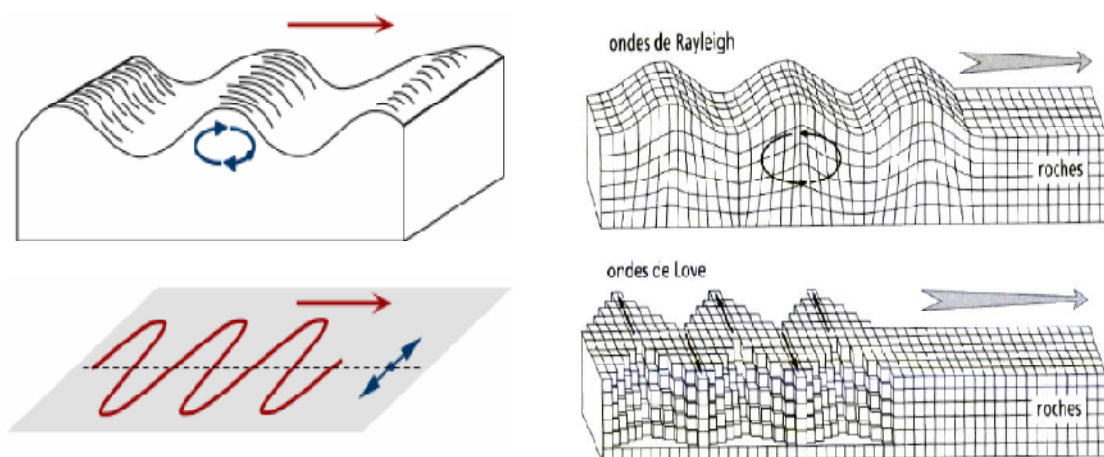


Figure 1. 6 : Les ondes de Rayleigh et ondes de love [19].

1.3 Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol Structure

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'interaction sol-structure. Parmi lesquelles, nous distinguons les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème global et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous systèmes. Ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous structure. et il existe les méthodes hybrides qui consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes, nous allons les présenter dans ce paragraphe.



1.3.1 Méthodes globales

Ce sont les méthodes les plus directes mais souvent plus complexes, en particulier à cause de leur temps de calcul. On modélise le sol et la structure par des éléments finis. On utilise directement l'accélérogramme à la roche et on obtient l'accélérogramme en champ libre, et l'accélérogramme à la base de la structure, ainsi que la réponse complète du dépôt de sol et de la structure (figure 1.7).

Le problème consiste à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système {sol+fondation+structure}:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\{\ddot{u}_g\} \quad (1.6)$$

Où $\{U\}$ représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise. $[M]$, $[K]$, $[C]$ sont respectivement les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système. $\{I\}$ représente le vecteur d'unité, donnant la direction de la sollicitation \ddot{u}_g .

La résolution directe de ce système d'équation utilise les algorithmes classiques de la méthode des éléments finis (méthode de Newton-Raphson et algorithme d'intégration temporelle de Newmark).[14]

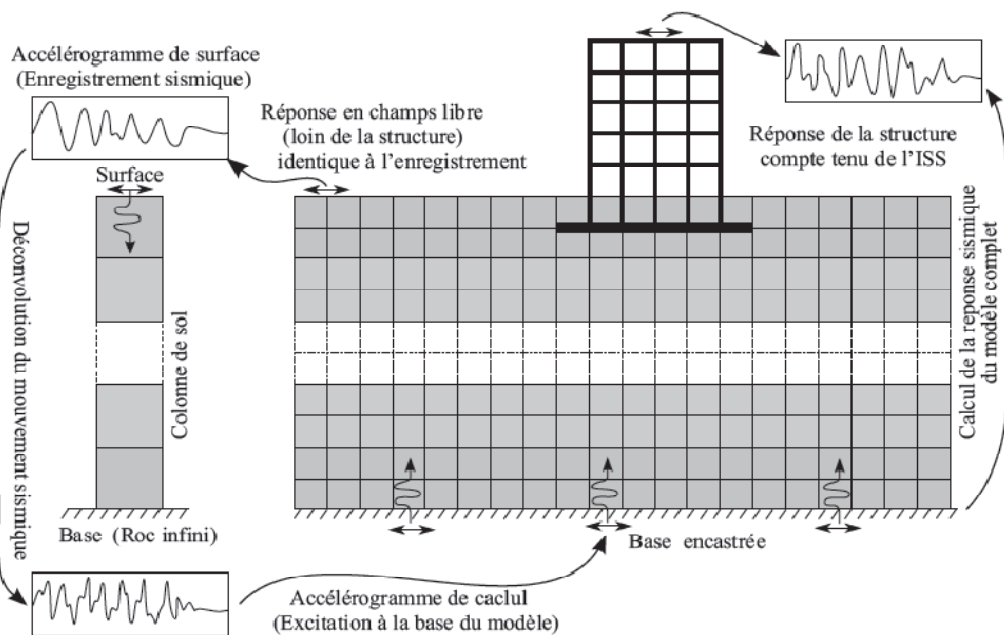


Figure 1. 7: Modélisation de l'ISS par la méthode globale [16].

En théorie, les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels et sont susceptibles d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure. Si les méthodes globales sont généralement coûteuses du point de vue ordinateur, elles requièrent souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion, ces méthodes globales ne font intervenir aucune notion de superposition et sont donc théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires.[2].

La première difficulté de cette méthode que cette résolution requiert une bonne connaissance des lois de comportements des matériaux et des frontières entre les différentes parties du système. Par exemple, des lois de contacts, entre la fondation et le sol doivent être prises en compte pour bien reproduire les différents non linéarités (les problèmes de décollement d'une fondation superficielle qui constituent une non-linéarité géométrique).[14]

La deuxième difficulté est la différence de dimension qui existe entre la structure et le massif de sol supportant la fondation. La prise en compte de l'ISS nécessite un très grand nombre d'éléments ce qui engendre des temps de calculs contraignants. Il est d'ailleurs assez difficile de définir de manière précise la frontière de ce massif de sol. En effet, une onde frappant cette frontière peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure, alors qu'en réalité, nous l'avons vu, cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie de l'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif). Des frontières absorbantes devront donc être ajoutées aux limites du massif de sol pour tenir compte de cet amortissement.[14]

Mais un des principaux avantages des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.[2].

1.3.2 Méthodes de sous-structure

Les méthodes de sous-structure font appel au principe de superposition. L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives ; chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation

ou du traitement, que le problème global. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires.[2]

Les différentes méthodes de sous-structure se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue les méthodes dites de frontière et les méthodes de volume.

1.3.2.1 Méthodes de frontière

Le modèle global est décomposé en sous-modèles, illustré à la figure 1.8, tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures.

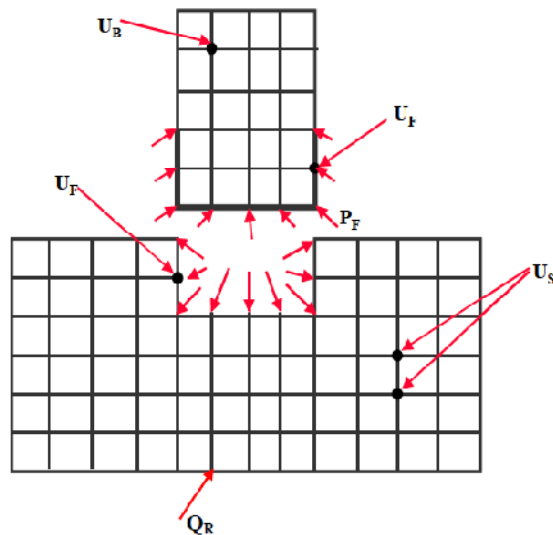


Figure 1. 8 : Méthode de frontière [14].

Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de Kausel et al.1978 cité par [2]. Cette démarche est illustrée par la figure 1.9

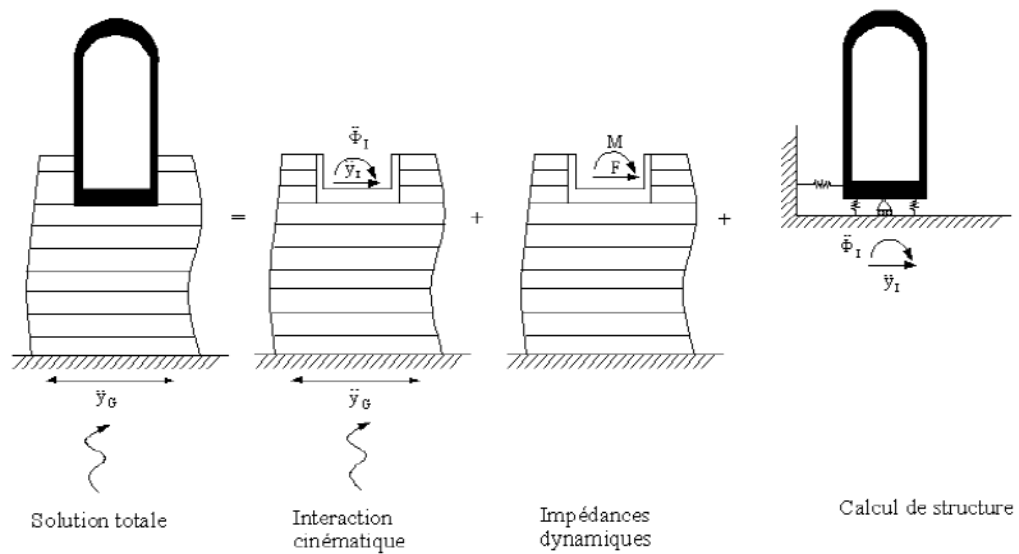


Figure 1. 9: Théorème de superposition de KAUSEL [14].

D'un point de vue pratique, cette méthode consiste à décomposer la résolution du problème en trois étapes successives:

1. Nous considérons le milieu {sol+fondation rigide sans masse}. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu nous déterminons l'accélération à laquelle sera soumise la fondation. C'est le calcul de l'interaction cinématique.
2. Nous calculons la matrice d'impédance dynamique de la fondation permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans les différentes directions.
3. Nous calculons la réponse dynamique de la structure supportée par les ressorts d'impédances trouvés en (2) et soumise à la sollicitation calculée en (1).

De nombreuses méthodes existent pour résoudre la première étape et notamment la méthode des équations intégrales Aubry, 1986, cité par [23] ou d'éléments frontières Chebli et al., 2008, cité par [23].

La deuxième étape nécessite le calcul des fonctions d'impédances. L'impédance de la fondation caractérise l'effort résultant sur la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à un déplacement imposé harmonique unitaire. Le mouvement de la fondation est celui d'une masse posée sur un ressort ayant pour raideur la partie réelle de l'impédance et pour amortissement sa partie imaginaire. Des résultats analytiques pour tout type de fondations sont données dans Gazetas, 1991, cité par [23] et Pecker, 1984, cité par [23]. Dans le cas général et pour une fondation possédant six degrés de libertés, la matrice

d'impédance reliant les déplacements aux efforts est de dimension 6×6 . Cependant, nous pouvons montrer que pour une fondation superficielle, les termes hors diagonaux de la matrice peuvent être considérés comme nuls Pecker, 1984, cité par [23], ce qui revient à considérer qu'il n'y a pas de couplage entre les différents degrés de liberté. Par ailleurs, chaque terme de la matrice est composé d'une partie réelle traduisant la raideur du système {sol+fondation} et d'une partie imaginaire traduisant l'amortissement. Cet amortissement provient de la radiation des ondes de la fondation vers l'infini. Ces deux termes peuvent a priori dépendre de la fréquence de la sollicitation (figure 1.10). Toutefois, dans certains cas, le non dépendance de ces paramètres par rapport à la fréquence pourra constituer une hypothèse acceptable Pecker, 1984, cité par [23] (voir figure 1.10).

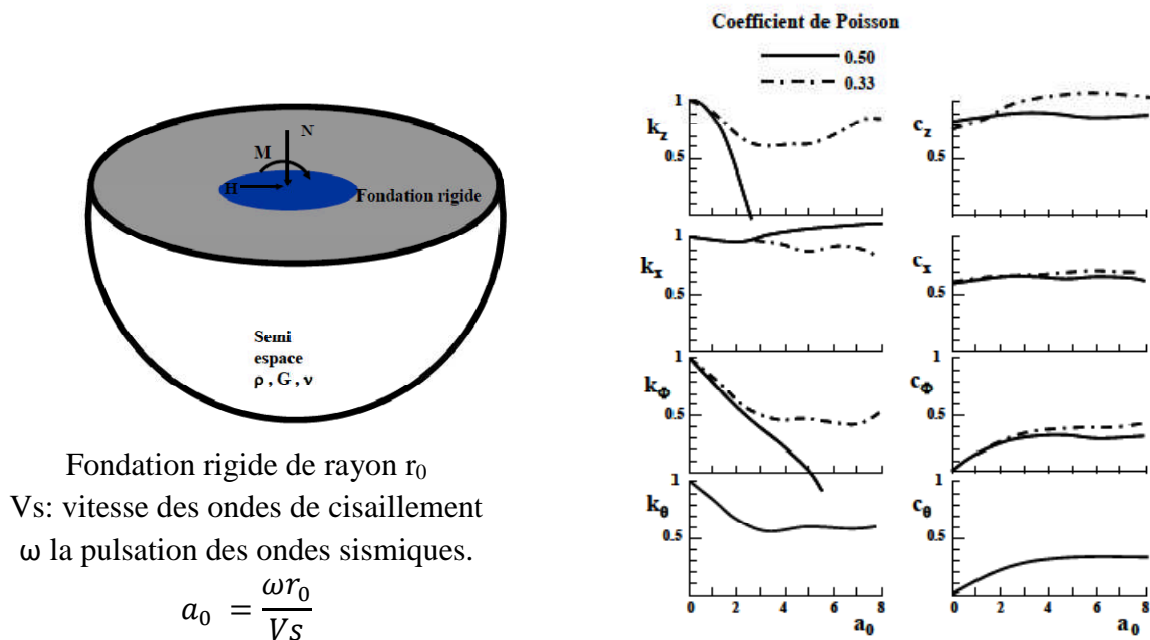


Figure 1. 10: Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon Pecker [14].

La troisième étape est en général résolue avec la méthode des éléments finis permettant de résoudre l'équation de la dynamique d'une structure liée au sol par un système de ressorts et d'amortisseurs.

Ces méthodes sont assez restreintes puisque, comme tout problème de superposition, elles ne sont utilisables uniquement que pour des problèmes linéaires.

Cependant de nombreux travaux montrent que cette technique donne de très bons résultats. [21]

Dans le cas général, la fondation n'est pas infiniment rigide, le problème à résoudre est plus complexe. La structure, considérée flexible, est reliée aux impédances de sol, est soumise à un système de sollicitations multiples à chacune de ses liaisons avec le sol. En principe, la résolution des trois mêmes étapes précédentes est nécessaire. A savoir, la diffraction du champ libre, l'impédance et la réponse de la structure. Mais chacune est plus complexe que dans le cas d'une fondation rigide. En particulier, on ne peut plus avoir recours à des solutions publiées pour la détermination des impédances.

1.3.2.2 Méthodes de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol figure

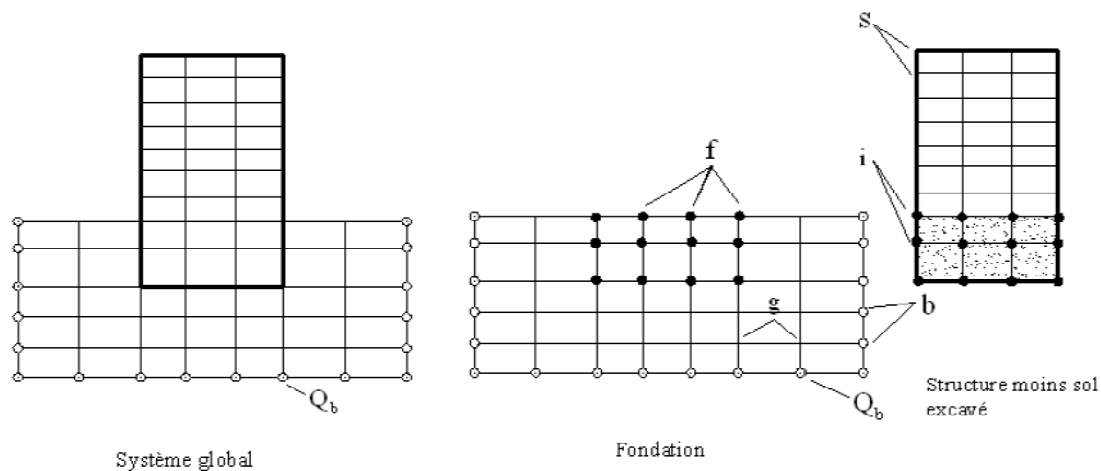


Figure 1. 11: Méthode de volume [2]

1.3.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes vues plus haut en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines (figure 1.12). Le premier sous domaine: le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques. Le deuxième sous-domaine: le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire. Nous allons même jusqu'à considérer qu'il englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème. Ce domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis.

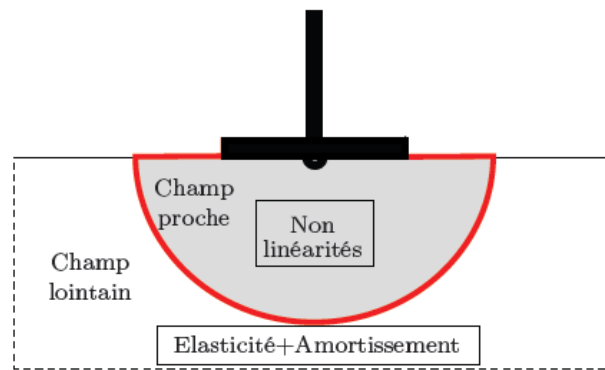


Figure 1. 12: Méthode Hybride [23]

Afin de traiter les non-linéarités à l'intérieur de ce champ proche, outre la méthode classique des éléments finis, le concept de macro-éléments peut être utilisé.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. GUPTA et al cité par [2] ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, de toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

1.3.3.1 Concept du macroélément

Le macroélément est un élément de liaison placée à la base de la superstructure, qui est muni d'une loi de comportement non-linéaire et permet de rétablir les couplages dynamiques (linéaires et/ou non-linéaires) entre la superstructure et le sol au niveau de la fondation.

Il regroupe conceptuellement les notions du champ proche et du champ lointain dans sa loi de comportement : la partie linéaire de cette loi reproduit les effets du champ lointain (impédances dynamiques) et la partie non-linéaire celui du champ proche.

Les premiers modèles de macroéléments ont été spécialement développés pour des problèmes statiques de capacité portante de fondations superficielles avec des charges excentrées et inclinées Nova et Montrasio, en 1991, Martin en 1994 et puis Cassidy et al. en 2002, cité par [20], puis ont été étendus à des problèmes cycliques Montrasio et Nova en 1997, Pedretti en 1998, di Prisco et al. en 2002, di Prisco et Galli, en 2006, cité par [20], et à des chargements dynamiques Paolucci et Pecker, 1997, Crémer en 2001 et en 2002, cité par [20].

La plupart de ces modèles ont été décrits pour des fondations filantes ou pour des géométries diverses mais sous chargement 2D. Ils sont formulés selon les modèles classiques de plasticité issus du cadre général de la thermodynamique des processus irréversibles Lemaitre et Chaboche, 1988, cité par [20].

1.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini toutes les notions nécessaires pour la compréhension du phénomène de l'interaction sol-structure. Egalement nous avons exposé les différentes méthodes utilisables afin de prendre en compte l'ISS dans le calcul des structures. Le chapitre 2 sera consacré à une revue de la littérature. Dans celle-ci, nous avons détaillé les différentes études antérieures menées sur le phénomène de l'interaction sol-structure ainsi qu'une description de la façon dont elle a été prise en compte.

2.1 Introduction

L'interaction sol-structure (ISS) est un des principaux sujets dans le domaine du parasismique. Les recherches sur l'ISS ont prouvé que la réponse dynamique d'une structure soutenue sur un sol flexible peut différer d'une manière significative de la même structure soutenue sur une base rigide. En effet, cette différence réside dans le fait qu'une partie de l'énergie vibratoire de la structure flexible est absorbée par rayonnement des ondes de contrainte et par l'action d'hystérésis dans le milieu de soutien.

L'étude de l'ISS a débuté dès années 70 et s'est développée depuis, selon l'évolution des techniques et des méthodes adaptées à ce genre de recherches. Plusieurs travaux ont été menés de différentes natures (analytique, numérique ou expérimentale).

Dans ce chapitre, nous avons préféré présenter une revue de ces recherches telles qu'elles sont présentées dans la littérature. Ces travaux sont regroupés dans trois parties à savoir des recherches, analytiques, numériques et puis expérimentales.

2.2 Méthodes analytiques

En 1969, Whitman [26] a été le premier qui a introduit le couplage sol-fondations comme un problème important qui nécessite une étude plus approfondie. Ce modèle du système sol-structure peut être schématisé par un système multi-masse ou multi-ressort-masse en considérant plusieurs cas de figure, différentes géométries sur un sol rigide élastique ou viscoélastique. Les caractéristiques dynamiques sont généralement abordées sous la forme de fonctions de transfert.

Lee et Harrison (1970) ont étudié l'interaction sol-fondation-structure et ont proposé deux modèles analytiques afin d'étudier des semelles continues ainsi que des radiers en 2D [7]. Ces modèles tiennent en compte de l'effet de la rigidité de la superstructure sur les forces et les moments transmis aux fondations. Le premier modèle consiste à considérer les rotations et les déplacements comme inconnues au niveau des jonctions fondations-poteaux. Seulement, la superstructure est étudiée, où les déplacements et les rotations sont obtenus à chaque nœud. Ceux-ci sont comparés aux valeurs obtenues en considérant la fondation comme une poutre dans le modèle sol de Winkler et soumise à des forces et moments. La deuxième méthode présente une succession du modèle présumé, où la pression de contact est considérée. Dans celui-ci, la superstructure et la fondation sont traitées comme un seul modèle. Les forces ainsi que les moments aux poteaux sont

calculés pour ce modèle équivalent. Par la suite la fondation est isolée de la superstructure et l'analyse est refaite avec la nouvelle pression de contact estimée. Cette opération est répétée jusqu'à ce qu'à l'obtention d'une convergence.

Haddadin (1971) a suggéré une approche de sous-structuration afin de tenir compte de la rigidité relative entre le sol et la fondation et celle entre la fondation et la superstructure [8]. Les réactions obtenues en analysant la structure étaient appliquées sur le radier pour obtenir des contraintes à l'interface fondation-sol. La procédure est répétée en négligeant petit à petit la rigidité du sol jusqu'à ce que les contraintes résultantes, qui sont normalement tractées deviennent compressives ou nulles.

Lee et Brown (1972) ont mené une étude comparative sur trois bâtiments à plusieurs étages reposant sur des radiers [7]. Les études d'interaction ont été réalisées en supposant deux modèles, un modèle classique de « Winkler » en utilisant le concept de ressort et en supposant la fondation rigide, et le modèle élastique linéaire. Dans le premier, le chargement est appliqué sur une fondation rigide où sa rigidité relative est importante à celle du sol. Les résultats consistent à calculer les moments, les forces de cisaillement et les flèches. Une différence entre les deux modèles dans les valeurs de moments de flexion maximum est observée. Le moment maximum diminue lorsque la flexibilité de la fondation augmente. Il a été observé également pour des structures avec plus de trois étages, la différence dans le moment maximum devient plus voyante ce qui nécessite une étude complète d'interaction.

MacCalden et Matthiesen en 1973 ont étendu le travail de Bycroft établi en 1956[26] qui a déterminé un modèle analytique pour le mouvement d'une fondation rigide isolée de forme circulaire posée sur un demi-espace élastique, et a développé une formulation matricielle pour déterminer le déplacement dynamique induit par la présence d'une fondation voisine chargée harmoniquement et attachée au demi-espace élastique. Cependant, des études comparatives ont été présentées ultérieurement qui ont révélé des écarts importants entre les résultats théoriques et expérimentaux.

Dans la même année 1973 Luco et Contesse, suivi par Wongand Trifunac en 1975 et Murakami et Luco en 1977 [26], ont abordé les problèmes (2D) bidimensionnels de l'interaction entre deux murs infinis ou plus en cisaillement placés sur des fondations circulaires rigides et soumis à des chargements harmoniques appliqués obliquement ou verticalement et provoquant des ondes de type S. Ils ont, en réalité, résolu un problème de diffraction d'ondes 2D et, par des études paramétriques, ont montré que les groupes de

bâtiments étroitement situés pourraient aboutir aux effets d'interaction près des fréquences fondamentales des constructions et aux fréquences très basses. En assumant que chaque structure est formée par une masse et la fondation cylindrique encastrée en considérant un modèle tridimensionnel (3D) du sol est subdivisé en plusieurs plans horizontaux, Kobori et Kusakabe se sont investi sur les systèmes de structures à travers l'interaction entre deux structures de 1978 à 1980 [26].

Une mention spéciale devrait aussi être faite aux solutions mathématiquement rigoureuses, présentée par Triantafyllidis et son coauteur entre 1986 et 1989[26]. Cependant, ces études ont été normalement limitées à des géométries spécifiques. Les auteurs ont examiné un nombre fini de fondations rectangulaires et circulaires rigides collées à la surface d'un demi-espace homogène, élastique, linéaire et isotrope, soumis à une excitation harmonique. Par ailleurs, ils ont utilisé une approche analytique-numérique, Triantafyllidis et Neidhart en 1989 [26] ont analysé l'interaction dynamique de deux fondations circulaires rigides croisées placées sur la surface d'un demi-espace linéaire, élastique, isotrope et homogène soumis à des ondes de Rayleigh, qui montre qu'en plus des charges le long de la direction d'incidence, des charges supplémentaires perpendiculaires à la direction de propagation sur les fondations se présentent, en raison d'ondes diffusées.

Le sol est un milieu poreux à phases multiples avec la haute variabilité et la forte incohérence de propriétés matérielles et des répartitions spatiales. Les hétérogénéités aléatoires dans le sol semblent avoir un effet énorme sur l'interaction dynamique du sol-structure, qui explique pourquoi l'utilisation des paramètres déterminés des propriétés de sol n'est pas raisonnable.

Dans ce sens, Hryniewicz en 1993 [26] a considéré l'incohérence dans le milieu du sol pour la première fois. L'auteur a examiné deux fondations filantes en 2D, basées sur un milieu semi-infini, constitué de couches de variables supposées aléatoires à savoir : la profondeur, module de cisaillement ainsi que densité. Tandis que le demi-espace est supposé homogène et excité par des ondes sismiques S.

La méthode paramétrique est une méthode commune utilisée pour l'analyse d'ISS, où le sol est simulé en utilisant des ressorts, une masse et un amortissement, ou une fonction d'impédance équivalente.

Entre 1994 et 1998, Mulliken et Karabalis [26] ont présenté des modèles discrets efficaces avec des fréquences indépendantes des masses, des rigidités et des amortissements. Dans chaque modèle, les modes de vibration ont été considérés dépendant

du degré de liberté (DDL) pour prévoir l'interaction dynamique entre des fondations superficielles rigides adjacentes, supportées par un espace semi-infini homogène, isotrope, élastique et linéaire. Cette découverte est réalisée en utilisant la proposition de modification de la méthode de Wilson; ainsi que le retard de temps dû à la propagation d'ondes. Le modèle d'interaction de fondation de base est aussi prolongé pour évaluer les systèmes couplés des bâtiments-fondations.

Yang et al. (1996) [8] ont démontré que la technique de condensation bien connue en mécanique des structures peut en réalité être utilisée pour formuler les problèmes d'interaction sol-structure d'une façon plutôt directe. Une procédure basée sur cette technique a été adoptée pour calculer les forces sismiques équivalentes exercées par le champ de sol lointain sur le champ proche de la fondation. La validité de la présente procédure a été vérifiée par l'analyse d'un problème de structure de sol simplifié utilisant le modèle de poutre.

La variabilité spatiale du mouvement de la base des structures incluant les composantes déterministes et probabilistes. Connu sous l'effet de passage d'onde, la composante déterministe est actuellement la solution de l'équation de mouvement dans d'un milieu de couches homogènes. Dans ce cas, le mouvement frontal est un mouvement plan et non affectant la fondation verticalement, il mène par rapport aux points voisins qui sont juste les répétitions retardées l'une de l'autre. Les conséquences d'une telle action ont été le sujet de beaucoup de précédentes études

Cependant, l'étude aléatoire des composantes, qui résulte de l'incohérence spatiale de mouvement sismique du sol, a commencé récemment. Le terme que l'incohérence spatiale renvoie à un phénomène où les mouvements à deux différents points de la surface de sol ont tendance à ne pas varier ensemble, c'est-à-dire, si un est grand l'autre est petit.

Plusieurs facteurs contribuent à l'incohérence spatiale du mouvement du champ libre. Particulièrement, les séries d'ondes individuelles peuvent empiéter la fondation aux différents instants et avec des différents angles d'incidence, où peuvent se propager par les chemins de propriétés physiques différentes ; Ils peuvent aussi être affectés différemment, tant dans l'amplitude que dans la phase. L'incohérence spatiale fait appeler à une description stochastique, tandis que l'effet de passage d'ondes peut être spécifié d'une manière déterministe. En 1999, compte tenu principalement de la variabilité spatiale du mouvement du sol, Behnamfar et Sugimura [17] ont étudié un système idéalisé 2D, constitué de deux systèmes structurels, chacun constitué d'un toit rigide au sommet tenue

par des colonnes élastique sans masse. Ces colonnes sont reliées aux fondations rigides qui sont collées à la surface d'un support constitué par une couche viscoélastique homogène reposant sur un demi-espace, et compte tenu d'ondes de Rayleigh à travers des approches déterministes et aléatoires.

Toutes ces discussions ont jeté une base théorique et pratique solide pour la recherche ultérieure d'ISS. Cependant, la plupart de ces études sont basées sur la théorie demi-spatiale élastique, ce qui rend l'analyse de la structure avec une fondation superficielle attachée à une couche de sol homogène et épaisse simple et pratique pour les ingénieurs.

Ghiocel et Ghanem (2002) [7] ont entrepris des études sur l'analyse probabiliste du problème sismique d'interaction sol-structure. Le procédé a expliqué les incertitudes dans le mouvement d'entrée de champ libre, les conditions locaux d'emplacement et les paramètres structuraux. Les paramètres incertains ont été modélisés en utilisant un travail probabiliste d'ossature en tant que procédés stochastiques. L'accélération de tremblement de terre a été représentée par un spectre de réponse d'accélération probabiliste. Le procédé a été alors appliqué à l'analyse sismique d'une installation de réacteur nucléaire et a été observé pour avoir la bonne corrélation avec d'autres méthodes déterministes d'évaluation des risques des équipements dangereux sous les charges dynamiques.

2.3 Méthodes numériques

Les méthodes numériques considérablement développées en raison de la progression rapide de l'informatique. Ces méthodes de calcul sont considérées comme l'un des outils les plus efficaces pour l'étude de l'ISS. Ainsi, certains sismologues l'ont utilisée. Les études numériques ont commencées à être développées à partir de l'année 1980 jusqu'à présent. Les méthodes numériques les plus utilisées sont la méthode des éléments finis ainsi que la méthode des frontières que nous allons évoquer quelques recherches relatives à ces deux méthodes.

2.3.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis notée (MEF), est une méthode de calcul commune et efficace, largement utilisées en Génie Civil, le principe est de discrétiser un domaine continu en une série d'éléments, dont leurs tailles sont limitées pour le calcul mécanique du domaine. La MEF peut être utiliser pour modéliser les sols et les structures mieux que d'autres méthodes, et peut s'adapter à des géométries complexes afin de déterminer les

phénomènes non-linéaires des structures. À ce jour, il existe de nombreux programmes à usage général développés par des sociétés commerciales pour la recherche dans le domaine de l'ingénierie. Plus précisément, la MEF est fréquemment utilisée dans l'étude de l'ISS et ont produit quelques accomplissements notables dans le domaine de l'ISS.

Dans la considération de l'amortissement radiatif d'un espace semi-infini, l'échelle des sols doit être assez grande. Cette exigence nécessite une consommation sérieuse de temps et de mémoire interne d'un ordinateur pour avoir des études en éléments finis complètes. Diverses frontières pour réduire l'échelle ont été proposées: frontière visqueuse par Lysmer et Kuhlemeyer en 1969, frontière homogène par Lysmer et Wass en 1972, frontière superposée par Smith en 1974, frontière unifiée par White et al en 1977, frontière Paraxiale par Engquist et al. en 1977, frontière de transmission par Liao et Wong en 1982, et frontière de ressort visqueux par Deeks en 1994 [26]

Laing en 1974, Lysmer et al. en 1975, et Aydinoglu et Cakiroglu en 1977 ont employé la MEF en utilisant l'hypothèse de déformations planes afin d'étudier l'interaction entre deux ou plusieurs fondations croisées ainsi que des structures sujets de propagation verticale harmonique (ondes S). Pour un modèle de demi-plan, Laing a utilisé des frontières homogènes alors que Lysmer et al. ont employé le modèle visqueux et Aydinoglu et Cakiroglu ont compté sur la procédure discrète de matrice de rigidité du sol. De nombreuses précédentes études ont été basées sur des fondations circulaires ou demi-cylindriques et des superstructures simulées par des masses concentrées à un seul degré de liberté ou bien en blocs massifs cylindriques. De ce fait, Roesset et Gonzalez en 1977 et 1978, ainsi que Solari et al. en 1980 ont employé la MEF en combinaison avec les frontières homogènes afin d'étudier un problème tridimensionnel (3D) de deux fondations carrées rigides reposant sur une couche linéaire et élastique soumise à des propagation d'ondes verticales de type S. Roesset et Gonzalez ont considéré des fondations encastrées, tandis que Solari et al se sont focalisés sur les surfaces de fondations [26].

King et Chandrashekhara (1974) [8] ont employé la formulation en éléments finis pour analyser des problèmes en déformations planes de l'ISS. Ils ont étudié le comportement de deux portées de portiques supportées par un radier pour démontrer la nécessité de l'évaluation fiable des effets interactifs. Les éléments de la superstructure et de la fondation ont été modélisés par des éléments poutres avec trois degrés de liberté par nœud. Le sol a été discrétisé en tant qu'élément rectangulaire bidimensionnel travaillant en

déformation plane avec deux degrés de liberté par nœud. Les conclusions sont comme suit :

1. Ils ont conclu que des forces dans une structure déterminée sur l'hypothèse que les poteaux sont fixes ou que la distribution de pression de contact est uniforme sera généralement incorrect.
2. Les changements dans les forces de la superstructure associés à de petits tassements différentiels sont grands.
3. Le modèle de Winkler ne peut pas représenter un comportement continu.
4. Méthodes basées sur l'amélioration systématique des distributions de pression assumées de contact sont par nature imprécises pour prédire les forces dans les structures.
5. La rugosité de la fondation sur radier a peu d'effet sur le comportement d'une structure soumise à un chargement vertical.

Dans la plupart de tremblements de terre dévastateurs, le sol et des structures apparaissent comme de grandes déformations, qui entrent dans la phase non-linéaire. Par l'observation sismologique des structures en béton armé fondées sur des piles à Los Angeles, Sivanovic a envisagé la propriété non-linéaire du sol d'être un des facteurs les plus significatifs influençant la réponse sismique d'une structure. En 1980, Roesset a indiqué que le deuxième élément qui contrôle la véracité et la rationalité de l'analyse de l'ISS est la non-linéarité du sol. Cependant, à cause de la complexité et du temps de calcul dévorant du phénomène non-linéaire, il y a eu peu de travaux associés à la propriété non-linéaire dans ce sujet.

En 1982, Matthees et Magiera ont conduit une étude de sensibilité sur les effets d'interaction sol-structures adjacentes de centrales nucléaires causées par l'excitation sismique horizontale. Ils ont principalement considéré le comportement non-linéaire du sol et la structure.

Neuss et Maison (1984) ont présenté une formulation de matrice pour expliquer les effets de l'analyse sismique par ordinateur d'un bâtiment à plusieurs étages. La méthode a utilisé une approche linéaire de solution exigeant la non-itération qui peut être employée pour les analyses élastiques statique et dynamique [12].

En 1987, Lin et al. ont réalisé une étude paramétrique sur la signification relative de facteurs divers affectant l'interaction dynamique entre des fondations encastées adjacentes, en se servant d'un modèle fini 3D en accord avec des frontières homogènes. Dans la plupart des applications pratiques d'ingénierie, selon les conditions de sol et le type

structurel, les fondations sont partiellement ou totalement encastrées dans le sol et les effets du sol environnant, changent énormément leur réponse statique et dynamique. Comme dans le cas de la fondation unique, lorsque l'effet de l'ancrage est inclus dans le cas des fondations multiples, des difficultés analytiques et des énormes calculs numériques limitent l'analyse des fondations de géométrie relativement simple.

Krauthammer et Chen (1988) [7] ont étudié les relations entre le type et la précision de la génération du mouvement d'entrée dans le champ libre et les effets qui en résultent sur les structures correspondantes. Trois types de simulations de champ libre ont été utilisés pour l'analyse de trois configurations typiques sol-structure à savoir aucun encastrement, encastrement partiel et encastrement total. Les résultats ont montré que la précision de simulation est un facteur critique dans telles études.

Yang et al. (1996) [5] ont démontré que la technique de condensation dans la mécanique structurelle peut être, en réalité, employée pour formuler des problèmes d'interaction sol-structure. La méthode a été utilisée pour calculer les forces sismiques équivalentes exercées par le champ lointain du sol sur le champ proche du sol.

Wu (1997) [7] a utilisé un seul degré de liberté remplaçant l'oscillateur pour représenter le système d'ISS avec le modèle structurel à un seul degré de liberté (1DDL). On a proposé alors une méthodologie pour déterminer l'équivalent des modèles de base fixe à des degrés de liberté multiples des systèmes ISS en utilisant des techniques d'identification simples dans le domaine de fréquence.

[25] ont élaboré une méthodologie pour la prise en compte de la rigidité sol-structure dans le calcul d'un portique sur un sol élastique, et ils ont étudié l'influence de différents paramètres sur l'interaction sol-structure.

En 2008, Yahyai et al. [10] ont utilisé le logiciel Ansys 5.4 afin de simuler deux portiques rigides en acier avec des murs de contreventement en béton sollicités par un cisaillement fondés sur trois types de sol, l'argile molle, le gravier sableux et le gravier sableux compacté. Leur étude est un des travaux les plus raffinés dans l'étude de l'ISS.

Grange et al ,2008 [24] ont construit un élément d'interface 3D modélisant une fondation superficielle de formes circulaire, rectangulaire ou filante reposant sur un massif de sol semi infini et permettant de prendre en compte l'ISS en considérant la plasticité du sol et le décollement de la fondation. Basé sur la méthode des macroéléments, cet élément d'interface permet de travailler en variables globales (forces et déplacements) et permet ainsi de simplifier le modèle et d'obtenir des temps de calculs très réduits. Après une

description mathématique, des comparaisons avec des résultats expérimentaux d'une fondation soumise à des chargements cycliques, ainsi que dynamiques montrent le bon fonctionnement du macro élément 3D proposé.

Lefebvre et Théroix, 2011[9] ont démontré l'influence du phénomène de l'ISS sur la répartition des efforts dans les membrures. Ils ont aussi commenté les différentes façons de combiner les charges en y incluant les tassements différentiels selon les normes. Finalement, ils ont discuté les conditions pour lesquelles un bâtiment devient plus susceptible aux tassements différentiels et au phénomène d'ISS.

2.3.2 Méthodes des frontières

La méthode des éléments de frontière bien connue sur le nom de BEM, basée sur équations intégrales de frontière, présente un cadre de calcul particulièrement attrayant pour les problèmes impliquant singularité et domaines non bornés. L'idée de base de cette méthode est de formuler l'équation du mouvement du domaine non borné sous la forme d'une équation intégrale au lieu d'une équation différentielle. Enfin, cette équation intégrale est résolue numériquement. La méthode a été appliquée dans de divers domaines de l'ingénierie.

Guin et Banerjee (1998) ont développé une méthodologie pour l'analyse dynamique du système de structure sur pieux en utilisant une formulation couplée généralisée d'éléments de frontière pour tout le domaine du problème [7]. La formulation a été faite dans le domaine de fréquence et l'excitation est définie par un mouvement d'affleurement rocheux propagé verticalement causant des ondes S. L'analyse dynamique linéaire a été conduite sur deux systèmes structuraux très intéressants, un pont et un bâtiment à plusieurs étages. On a observé que le couplage des problèmes facilite dans les préparations des fonctions de transfert pour différents degrés de liberté dans la structure, y compris les effets de l'interaction.

Davenne et al. (2003) ont développé les outils numériques pour la modélisation des structures renforcées pour l'analyse intermédiaire non-linéaire [4]. Un élément de poutre multifibre a été employé pour décrire la réaction des composantes structurelles et un macro-élément pour expliquer l'interaction sol structure. La méthode a été appliquée pour différents états de frontière et en introduisant l'interaction sol-structure.

Un inconvénient de la méthode des frontières est sa difficulté d'application dans le cas d'un milieu hétérogène. De même, l'avantage ne se produira pas si cette méthode est

utilisée dans les problèmes non-linéaires dus à l'apparition de la composante à part entière dans le domaine total.

2.3.3 Méthodes mixtes

En raison des inconvénients respectifs de la méthode des éléments finis (MEF) et celle de la méthode des frontières (BEM), la méthode de couplage de MEF et BEM (MEF-BEM) notée en anglais (FEM-BEM) a été développée dans le domaine de l'ISS dans les années 1990. Cette méthode présente les avantages de la MEF et ceux de la BEM. D'une manière générale, la MEF est utilisée pour la simulation des superstructures, des fondations et des sols en champ proche, alors que la BEM est appliquée pour le sol en champ lointain.

Spyrakos et Xu (2003) [3] ont étudié la réaction sismique d'une fondation flexible massive de bande incorporée dans les sols posés soumis à l'excitation sismique. La base a été traitée avec une formulation d'élément finis, alors que la difficulté en modélisant l'infini se prolongent du sol a été surmontée par une formulation d'éléments de frontière. Des réactions de système ont été étudiées à l'aide des formulations couplées par éléments finis et élément de frontière par l'exécution de la compatibilité et les conditions d'équilibre à la base de sol connectent.

Wegner et al. en 2005 ont élaboré un procédé numérique pour l'analyse tridimensionnelle de l'interaction dynamique sol-structure. La BEM a été employée pour modéliser le sol illimité et la MEF standard a été employée pour modéliser la structure. La réponse dynamique des hautes constructions, avec sous-sols à multi niveaux, a été étudiée sous différentes formes d'ondes de l'excitation sismique.

Zolghadr, Izzuddin et Zdravkovic (2009) ont étudié la modélisation des problèmes couplés d'interaction sol structure par des techniques de décomposition de domaine. Ils ont proposé un nouvel élan pour modéliser des problèmes non-linéaires couplés d'interaction sol structure par décomposition de domaine. En supposant que le système couplé, sol-structure est physiquement divisé en des domaines secondaires indépendamment modélisés le sol d'un côté, et la structure de l'autre. Un procédé de couplage basé sur l'algorithme itératif séquentiel de couplage de Dirichlet-Neumann a été présenté, qui utilise les matrices de rigidité tangentes condensés à l'interface sol-structure pour assurer et accélérer la convergence à la compatibilité dans la mise à jour successive des conditions aux limites.

2.4 Méthodes expérimentales

Nombreuses études expérimentales ont été réalisées sur l'interaction statique sol-structure, où la fondation superficielle est soumise à des chargements cycliques, mais peu de résultats expérimentaux ont été trouvés dans la littérature en ce qui concerne l'interaction dynamique sol-structure visant à étudier le comportement du système sol-fondation superficielle.

[6] a réalisé deux essais à échelle réelle, dans le cadre d'un projet de recherche européen « TRISEE ». Ces essais concernent l'un des très rares essais à l'échelle réelle trouvés dans la littérature sur l'interaction sol-fondation superficielle. En effet, ce type d'essais permet de reproduire les conditions aux limites proches de la réalité mais il réside souvent très coûteux vis-à-vis d'autres types d'essais. Dans son travail, l'auteur a mis en évidence la non-linéarité du comportement du sol et les déplacements irréversibles même pour des efforts très faibles. Le phénomène de décollement est très bien illustré à partir des résultats obtenus. Ces essais sont très intéressants pour la validation des modèles numériques et pour les analyses de l'interaction sol-structure. Mais le chargement cyclique ne peut être considéré que quasi-statique.

De nombreuses expérimentations ont été réalisées sur table vibrante pour l'étude de l'interaction sol-structure, La plupart d'entre elles avaient pour but d'étudier le comportement de la superstructure dont la base est souvent fixée directement sur la table. Certains essais ont également concerné l'interaction sol-fondation superficielle sous chargement sismique.

En 2001 Une série d'essais dynamiques a été réalisée sur la table vibrante dans le cadre d'un projet de recherche européen [6] Une maquette d'une structure de cinq étages à l'échelle 1/3 avec une hauteur totale de 5,1m, constituée de deux voiles en béton armé et six planchers, est installée sur deux semelles filantes qui reposent sur un massif de sable dans un bac. La maquette a été soumise à deux chargements sismiques de différentes intensités, la non-linéarité du moment subi par la fondation avec les boucles d'hystérésis présentes, ce qui montre bien la dissipation d'énergie dans le sol malgré sa faible épaisseur. Le décollement de la fondation est mis en évidence aussi bien par l'enregistrement de son soulèvement que par la forme en S de la courbe moment-rotation. La plastification du sable est mise en évidence par un tassement final très important.

Au Japon, 2008 et sur la table vibrante du PWRI (Public Works Research Institute), [6] des essais à grande échelle ont été menés dans un conteneur laminaire de 4m×4m avec une profondeur de 2,1m. Le massif de sol est composé de sable sec avec une densité relative de 80% et un angle de frottement de 42,1°. La structure est une fondation carrée de 0,5m de côté. La hauteur totale de la structure est de 0,753m et le poids est de 8385N. Deux remplissages ont été réalisés. Pour chaque remplissage, une série d'essais a été effectuée. Différents accélérogrammes ont été appliqués avec la profondeur d'encastrement de la fondation variable. Les déplacements sont calculés par l'analyse des images enregistrées au cours des essais. Ils n'ont pas été mesurés par des capteurs. Les capteurs de force installés sous la fondation permettent d'obtenir la distribution des pressions sur l'interface sol-fondation montre un exemple de la distribution des pressions au cours d'un accélérogramme dont la valeur de pic est l'une des plus fortes de tous les essais. Elle montre clairement les zones où il n'y a pas contact entre le sol et la fondation, c'est-à-dire où il y a décollement. L'allure de la courbe " moment-rotation " est légèrement irrégulière. En effet, lorsque la charge atteint la limite, la fondation n'est en contact avec le sol que dans son extrémité, le contact ne se refait pas complètement sur toute la surface de la fondation, ce qui implique la déformation irréversible de l'interface sol-fondation.

2.5 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une revue bibliographique sur l'avancement des recherches dans le domaine d'interaction sol-structures. Nous avons montré que nombreuses sont les méthodes et les problèmes traités en considérant ce phénomène. Et que parfois, grâce à des modèles simples nous pouvons avoir de très bons résultats. Ceci nous a permis de faire le choix sur comment procéder afin d'étudier l'interaction sol-structures dans le cas des bâtiments ? Le chapitre 3 sera consacré donc à notre choix de méthode (Méthode des éléments finis) en se basant sur les résultats trouvés dans la littérature.

3.1 Introduction

La période fondamentale de structures de type bâtiment constitue un paramètre essentiel dans la conception et le calcul de structures en zone sismique. Ce paramètre est généralement calculé en utilisant des formules empiriques fournies par les règlements sismiques. 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 1998, 2000). Des simulations numériques effectuées par Boris Jeremic et al. (2004) ont montré que l'interaction sol-structure peut avoir des effets avantageux ou nuisibles sur le comportement des structures, en fonction des caractéristiques de sol et de celles du chargement sismique. [13]

Dans ce chapitre, on propose d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique en utilisant un logiciel des éléments finis ANSYS, l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale de structures de type bâtiment. A l'issue de cette analyse des courbes ont été tracées permettant la détermination directe des périodes fondamentales des structures auto-stables, quand l'interaction du sol est prise en compte.

3.2 Formules proposées pour la prise en compte de l'ISS

Veletsos et Meek (1974) ont proposé l'expression suivante pour déterminer la période fondamentale d'une structure type bâtiment en considérant la flexibilité de la fondation :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{K}{K_x} + \frac{KH^2}{K_\theta}} \quad (3.1)$$

\tilde{T} : Période fondamentale de la structure en considérant l'ISS.

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

H, K : hauteur et rigidité à la flexion de la structure.

K_x et K_θ : rigidités de translation et de rotation de la fondation modéliser par ressorts.

Une expression similaire est recommandée par le règlement BSSC (2003) (Building Seismic Safety Council) pour une structure fondée sur dalle [13].

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + 25\alpha \left(\frac{r_a \bar{h}}{v_s^2 T^2} \right) \left[1 + \left(\frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3} \right) \right]} \quad (3.2)$$

Dans la formule (3.2), α est un paramètre relatif de la densité de structure et du sol qui est égal à 0,15. A et I_0 représentent respectivement l'aire et le moment d'inertie de la fondation. v_s étant la vitesse de l'onde de cisaillement. α_θ est un paramètre dépendant de la rigidité de la fondation. Quant aux grandeurs \bar{h} , r_m et r_a sont exprimés par :

$$\bar{h} = 0,7h \quad (3.3)$$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad r_a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (3.4)$$

Après quoi, en 2007, Maravas et al. ont proposé l'expression $\tilde{\omega}$ qui représente la pulsation de la structure en tenant compte de l'ISS. Celle-ci prend en compte la rigidité de la fondation, l'amortissement de la structure et celui de l'ensemble sol-fondation.

$$\tilde{\omega}^2 = \left[\frac{1+4\tilde{\xi}^2}{\omega_x^2(1+4\tilde{\xi}_x^2)} + \frac{1+4\tilde{\xi}^2}{\omega_\theta^2(1+4\tilde{\xi}_\theta^2)} + \frac{1+4\tilde{\xi}^2}{\omega_c^2(1+4\tilde{\xi}^2)} \right] \quad (3.5)$$

Dans cette formule, les paramètres relatifs à la structure sont m_{st} , ξ , h et K qui représentent respectivement la masse, le coefficient d'amortissement, la hauteur et la rigidité à la flexion de la structure. Quant aux symboles ξ_x et ξ_θ , sont les coefficients d'amortissement de translation et de rotation d'une fondation de rayon r et de rigidités K_x et K_θ (rigidités de translation et de rotation). L'amortissement du système sol-structure et noté par $\tilde{\xi}$.

On définit également les pulsations ω_x , ω_θ et ω_c qui sont données par :

$$\omega_x = \sqrt{\frac{K_x}{m_{st}}} \quad \omega_\theta = \sqrt{\frac{K_\theta r^2}{m_{st} h^2}} \quad \omega_c = \sqrt{\frac{K}{m_{st}}} \quad (3.6)$$

3.3 Étude de l'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale des bâtiments

Dans cette partie, nous allons étudier l'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale d'une structure en considérant un modèle de portique simple constitué de deux poteaux et une poutre représentant le plancher.

L'intégration du phénomène de l'ISS est réalisée en modélisant l'ensemble sol-fondation à l'aide de 6 ressorts : 3 en translation et 3 en rotation. Ce modèle a été proposé par de

nombreux auteurs, à citer Parmelee en 1967, Veletsos et al. (1974, 1975, 1977), Jennings & Bielak (1973), Wolf (1985) et Aviles et al. (1996, 1998).

Ensuite les résultats de cette analyse seront affrontés aux ceux trouvés d'un autre modèle où l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base sera considérée.

Les rigidités des ressorts en translation et en rotation sont déterminées à l'aide des formules optées de la littérature. Il s'agit des formules de (Newmark & Rosembueth 1971) qui expriment les rigidités en fonction des caractéristiques mécaniques du sol, à savoir le module de cisaillement G_s ainsi que le coefficient de Poisson ν . Egalement, en fonction des caractéristiques géométriques de la fondation :

$$K_v = \frac{G_s}{(1-\nu)} \beta_z \sqrt{A} \quad (3.7)$$

$$K_h = 2(1 + \nu) G_s \beta_x \sqrt{A} \quad (3.8)$$

$$K_\theta = \frac{1+\nu}{4} G_s \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A} \quad (3.9)$$

K_v, K_h : rigidités de translations, verticale et horizontale ;

K_θ : rigidité de rotation ;

A : l'aire de la fondation ($A = a \times b$) avec a et b représentent respectivement la longueur et la largeur de la fondation.

β_z et β_x : paramètres dépendant du rapport a/b.

Pour notre cas et pour une fondation de $2 \times 2 \text{ m}^2$ $\beta_z = 2,18$ et $\beta_x = 1$ [11]

3.3.1 Modèle de référence

Une approche numérique est utilisée en considérant la méthode des éléments finis moyennant le logiciel de calcul (Ansys). La structure modélisée est représentée sur la figure (3.1). Il s'agit d'une structure en béton ayant les caractéristiques suivantes :

- Section des poteaux : $0,5 \times 0,5$ $\longrightarrow I_p = (0,5)^4 / 12 = 0,00521 \text{ m}^4$
- Epaisseur de plancher : $h = 0,21 \text{ m}$.
- Longueur de la travée : $L = 5 \text{ m}$.
- La hauteur du poteau : $H = 4 \text{ m}$.
- La rigidité des poteaux $E_p = 32000 \text{ MPa}$.

La structure repose sur des semelles superficielles carrées en béton de 2 m de côté. Le calcul des raideurs de ressorts en utilisant les relations (3.7), (3.8) et (3.9) donne :

$$K_v = 124500 \text{ KN/m}; K_h = 104000 \text{ KN/m} \text{ et } K_\theta = 104000 \text{ KN.m/rd} .$$

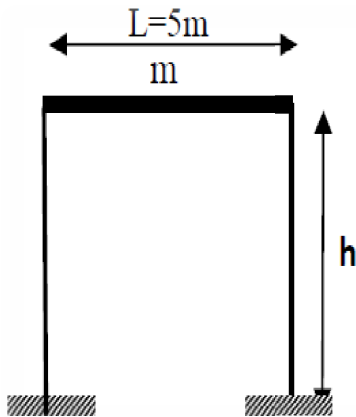


Figure 3. 1.a : modèle sans prendre en compte de l'interaction sol-structure

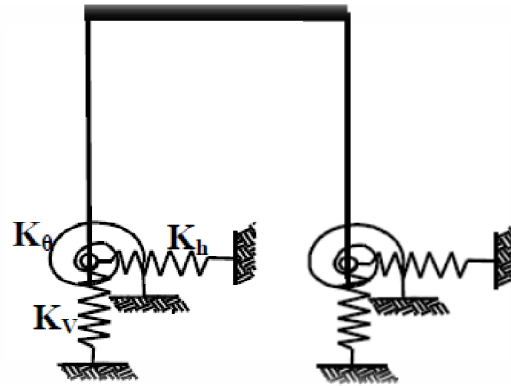


Figure 3.1.b : modèle en tenant compte de l'interaction sol-structure

3.3.1.1 Modèle numérique

La structure de la figure (3.1) est modélisée en utilisant des éléments finis unidimensionnels de type poutre appelés « BEAM4 », figure (3.2.a). Celui-ci peut travailler en traction-compression ainsi que la torsion. Il possède six degrés de liberté à chaque nœud (les trois translations ainsi que les trois rotations suivant les directions X, Y et Z).

Pour le modèle en tenant compte de l'ISS les ressorts sont modélisés par des éléments de type ressorts nommés « COMBIN14 » représenté en figure (3.2.b). Cet élément a la capacité de travailler longitudinalement ou en torsion dans des applications unidimensionnelles, bi ou tri dimensionnelles.

Dans notre cas, un seul degré de liberté est activé à la fois puisque les deux nœuds relatifs au côté sol et côté fondation coïncident. Nous devons appliquer six ressorts en changeant à chaque fois le bon degré de liberté (figure 3.2.c) avec les rigidités calculées auparavant (K_v , K_h et K_θ).

Le modèle numérique est composé de 33 Nœuds et de 42 Éléments en comptant les douze éléments ressorts (figure 3.3).

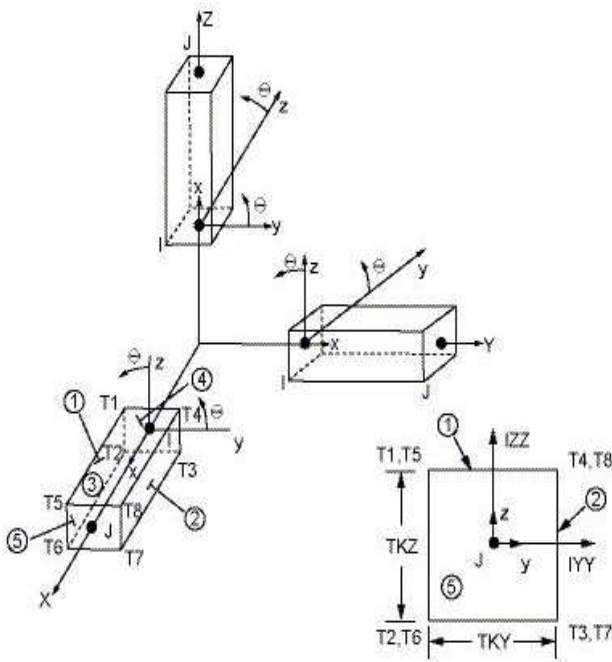


Figure 3. 2.a : L'élément BEAM 4 (Ansys Documentation)

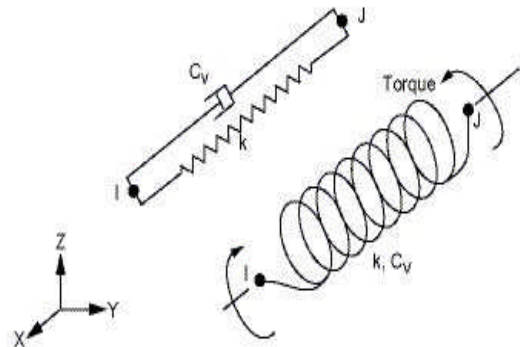


Figure 3.2.b : l'élément COMBIN14 (Ansys Documentation)

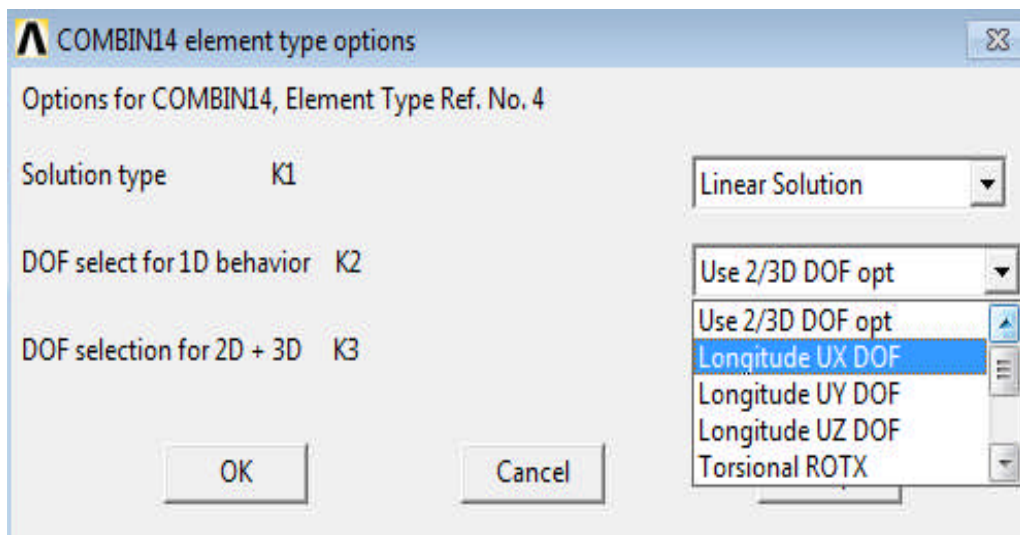


Figure 3.2.c : Le choix du ddl de l'élément COMBIN14

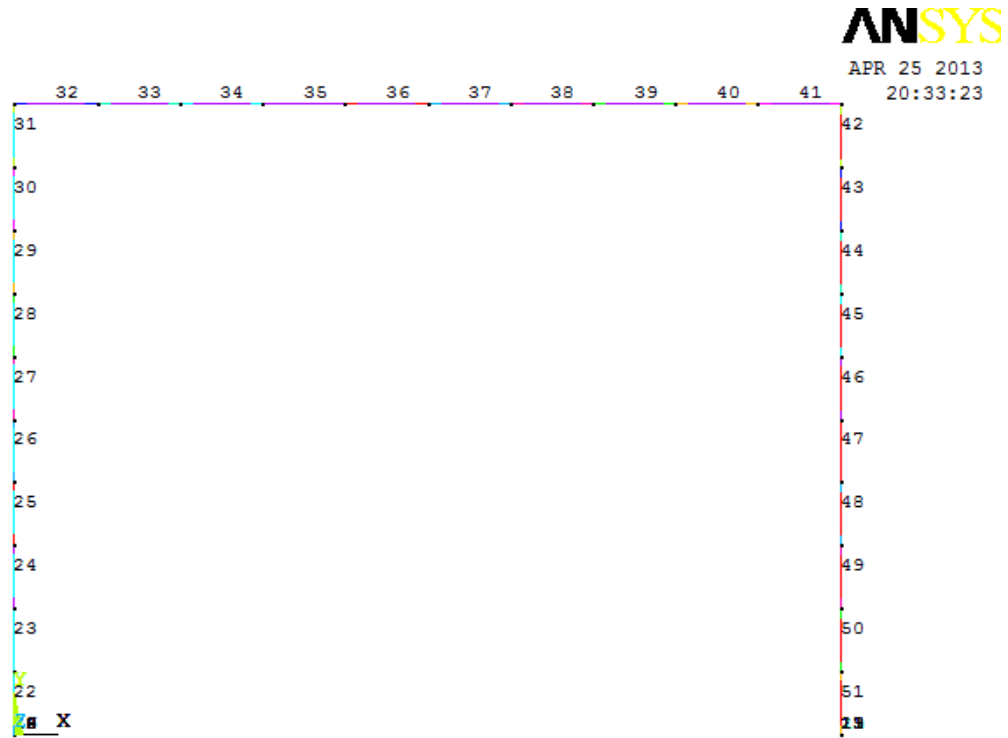


Figure 3. 3 : maillage du portique

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont représentées dans le tableau 3.1

Tableau 3. 1 : Caractéristiques mécaniques du système étudié

	Masse volumique γ (KN/m ³)	Module de Young E (Mpa)	Coefficient de poisson ν	Vitesse des ondes sismiques Vs (m/s)
Sol	20	52	0,3	100
structure	24,5	32000	0,2	

L'analyse modale du portique a été effectuée. Nous avons relevé les différents modes fondamentaux pour les deux cas, encasté et en considérant l'ISS. Le calcul donne une fréquence fondamentale de 8,13 Hz pour le cas encasté, et de 5,53 Hz pour le cas en tenant en compte de l'interaction sol-structure. Donc, nous avons une diminution de 32% dans la fréquence fondamentale en considérant l'ISS.

Le mode fondamental trouvé représente le mode de translation suivant la direction X quelque soit le cas traité (encastré ou en considérant l'ISS). Ce mode est représenté en figure (3.4.a) et la figure (3.4.b) représente le listing des modes extraits ainsi que les facteurs de participation de masse. Le mode fondamental représente le mode pour lequel le 'Ratio' est proche de 1. Ce paramètre représente le rapport entre la masse participative et la masse totale de la structure.

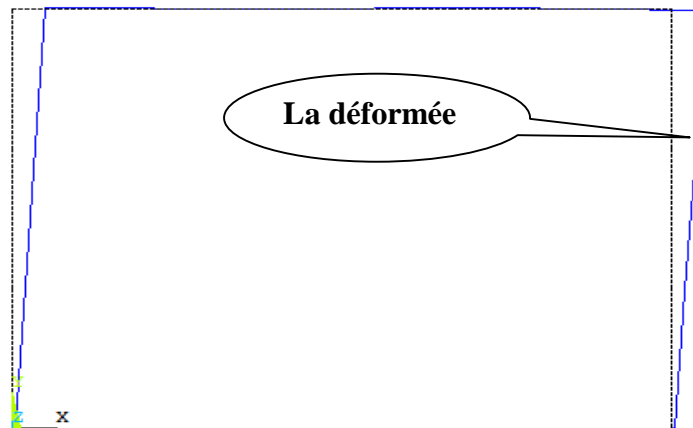


Figure 3. 4.a : la déformée de mode fondamental.

***** PARTICIPATION FACTOR CALCULATION ***** X DIRECTION						
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC. FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION
1	3.22067	0.31049	-0.34506E-14	0.000000	0.119067E-28	0.676404E-33
2	5.52735	0.18092	128.11	1.000000	16412.8	0.932390
3	9.18664	0.10885	-0.49032E-13	0.000000	0.240417E-26	0.932390
4	14.7569	0.67765E-01	0.44623E-13	0.000000	0.199122E-26	0.932390
5	15.5896	0.64146E-01	-0.14962E-13	0.000000	0.223870E-27	0.932390
6	25.0373	0.39940E-01	4.3362	0.033847	18.8027	0.933458
7	36.7524	0.27209E-01	0.94596E-12	0.000000	0.894838E-24	0.933458
8	47.6466	0.20988E-01	34.225	0.267145	1171.33	1.00000
9	53.5534	0.18673E-01	-0.17136E-10	0.000000	0.293626E-21	1.00000
10	58.8798	0.16984E-01	0.10389E-09	0.000000	0.107936E-19	1.00000

Figure 3.4.b : résultats des modes (listing).

3.3.2 Étude paramétrique

Des analyses dynamiques modales du portique ont été effectuées pour différentes configurations de structure en faisant varier les paramètres affectant la fréquence. Notamment, les paramètres de base, relatifs au sol et à la structure. L'objectif est de déterminer le rapport entre la fréquence du mode fondamental du modèle encastré à la base

(F_{enc}) et du même modèle considérant l'interaction sol-structure (F_{ISS}). Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale des structures de type bâtiments.

Il faut noter que celle-ci peut être exprimée en fonction de (V_s , E_p , I_p , N_e , N_b , N_o , h , L , A). Où V_s est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol. E_p , I_p sont respectivement, le module de Young et le moment d'inertie des poteaux. (h) la hauteur d'étage et (L) la longueur de la travée. (A) est l'aire de la fondation.

N_e , N_o , N_b désignent le nombre d'étages, et de travées du bâtiment dans les directions, longitudinale (N_o) et transversale (N_b).

Dans un premier temps, l'analyse est effectuée pour un portique simple comportant un seul étage et une seule ouverture (Figure 3.1). Dans ce cas, la fréquence fondamentale du portique s'exprime seulement en fonction des paramètres (V_s , E_p , I_p , h , L , A).

Les valeurs considérées dans cette étude paramétrique sont résumées dans le tableau (3.2). Les vitesses sont prises du RPA 99 version 2003 pour différents types de sols. (très meuble, meuble, ferme, très ferme).

Tableau 3. 2 : valeurs de paramètres considérés

V_s (m/s)	100 (très meuble) 150 (très meuble) 200 (meuble) 400 (ferme) 800 (Rocheux)
E_p (MPa)	20000 32000 42000
I_p (m ⁴)	0,000325 0,00125 0,00342 0,00762 0,0149 0,0341
h (m)	2,00 4,00 6,00 8,00 10,00
A_{poteau} (cm ²)	25x25 35x35 45x45 55x55 65x65 80 x80

3.3.2.1 Influence de V_s sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})

L'ensemble des paramètres cités auparavant sont considérés constants mis à part la vitesse d'onde de cisaillement du sol. On calcule pour chaque valeur les différentes rigidités de ressorts, translation et rotation. Le tableau (3.3) résume les différentes valeurs calculées.

Tableau 3. 3 : Rigidités des ressorts

Vitesse d'onde de cisaillement, V_s (m/s)	100	150	200	400	800
k_v (KN/m)	124500	280000	498000	1993000	7972000
k_h (KN/m)	104000	234000	416000	1664000	6656000
k_θ (KN.m/rd)	104000	234000	416000	1664000	6656000

Nous avons considéré pour ce calcul, une hauteur d'étage de 4,00 mètres et une rigidité E_p de 32000 MPa ainsi qu'une inertie de poteaux de 0,00521. Les résultats de calculs de rapports de fréquences sont regroupés dans le tableau (3.4). La variation de ces valeurs est représentée graphiquement sur la figure (3.5). Nous remarquons dans celle-ci que pour des vitesses d'onde de cisaillement importante le rapport F_{ISS}/F_{enc} se rapproche de 1. C'est-à-dire que l'effet de l'ISS devient négligeable. Plus la valeur de V_s diminue, plus les valeurs des deux fréquences s'éloignent. La différence entre les deux valeurs peut dépasser les 2/3.

Tableau 3. 4 : influence de la vitesse de propagation sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc} .

V_s (m/s)	F_{ISS}/F_{enc} (T_{enc}/T_{iss})
100	0,679
150	0,801
200	0,868
400	0,960
800	0,990

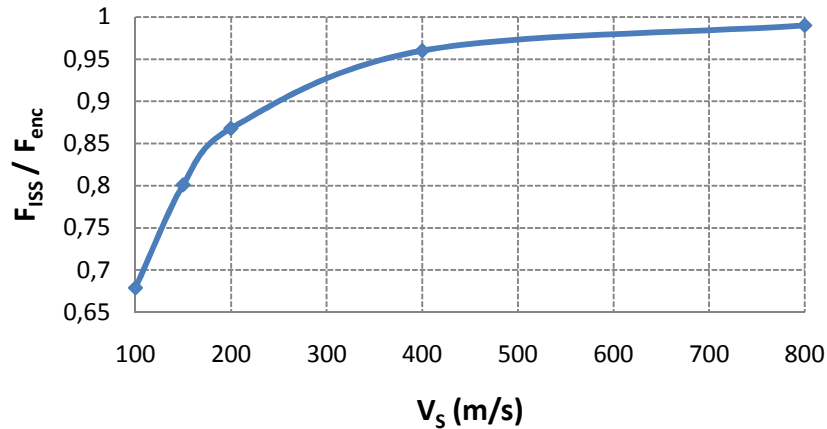


Figure 3. 5 : Influence de V_s sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})

3.3.2.2 Influence de I_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})

Dans cette section, nous allons voir l'effet de la variation de l'inertie des poteaux sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc}) ou (T_{enc}/T_{ISS}). Cette étude est faite pour les différentes vitesses d'onde de cisaillement du sol, tout en gardant la hauteur d'étage et la rigidité des poteaux constantes. $E_p= 32000$ MPa et $h=4,00$ m. Le tableau (3.5) résume les différents résultats trouvés.

Tableau 3. 5 : Influence de I_p sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc} .

I_p (m ⁴)	V_s (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_s (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,955	0,00125	100	0,859
	150	0,981		150	0,929
	200	0,989		200	0,958
	400	1,000		400	0,990
	800	1,000		800	0,998
0,00342	100	0,739	0,00762	100	0,623
	150	0,848		150	0,749
	200	0,904		200	0,828
	400	0,973		400	0,944
	800	0,993		800	0,985
0,0149	100	0,521	0,0341	100	0,339
	150	0,645		150	0,502
	200	0,738		200	0,593
	400	0,903		400	0,812
	800	0,972		800	0,939

Dans la figure 3.6, nous illustrons les résultats montrés dans le tableau 3.5 sous forme de graphe afin de mieux visualiser l'influence de I_p sur F_{ISS}/F_{enc} . Nous remarquons, que pour des vitesses d'onde de cisaillement V_s élevées, l'effet de ISS devient négligeable puisque les valeurs du cas encasté est le même que celui qui tient compte de l'ISS. Nous pouvons dire également que plus l'inertie des poteaux augmente, plus le rapport F_{ISS}/F_{enc} diminue, c'est-à-dire que la courbe correspondante à une inertie importante présente une courbure plus voyante que pour une inertie inférieure. A titre d'exemple, nous considérons le cas de $V_s = 200$ m/s pour cette valeur lorsque $I_p = 0,000325$ m⁴, le rapport $F_{ISS}/F_{enc} = 0,989$ alors que pour un $I_p = 0,0341$ m⁴, $F_{ISS}/F_{enc} = 0,593$. Soit une diminution de 40%. Pour des I_p intermédiaires les valeurs sont comprises entre ces deux limites. Nous résumons cette interprétation dans le tableau 3.6.

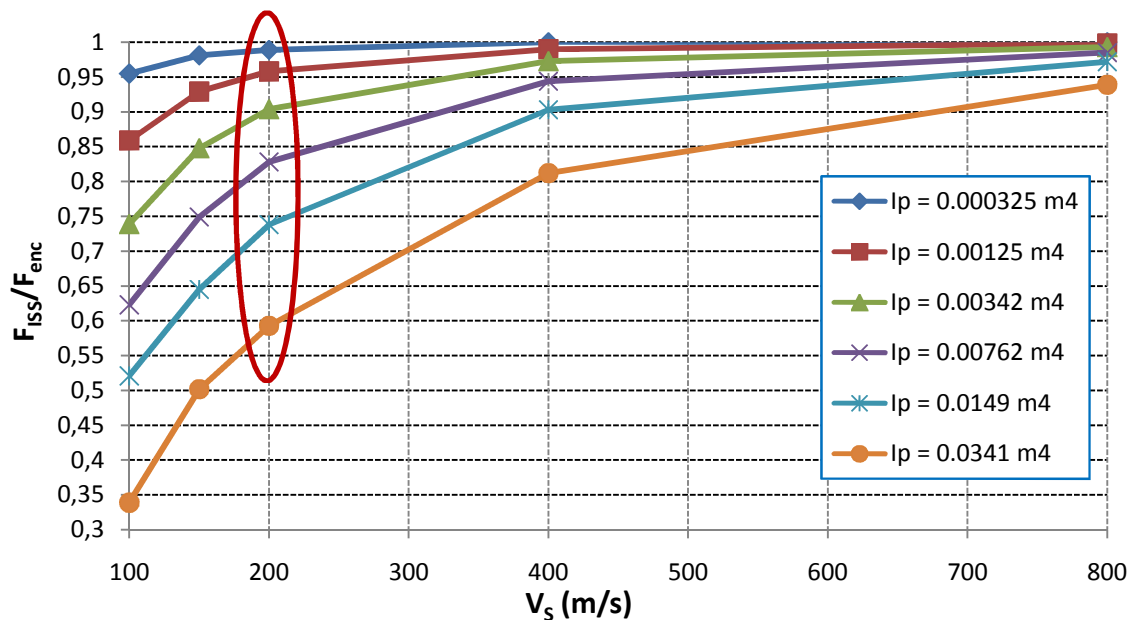


Figure 3. 6 : Influence de I_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})

Tableau 3. 6 : Variation de I_p pour une même vitesse d'onde.

$V_s = 200$ m/s						
I_p (m ⁴)	0,000325	0,00125	0,0034	0,00762	0,0149	0,0341
F_{ISS}/F_{enc}	0,989	0,958	0,904	0,828	0,738	0,593

3.3.2.3 Influence de h sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})

Nous allons considérer différentes hauteurs d'étages pour une même inertie de poteaux $I_p=0,00521$ m⁴ et une rigidité $E_p= 32000$ MPa. Le tableau 3.6 résume les différentes valeurs trouvées. La représentation de ces résultats graphiquement est illustrée dans la figure 3.7.

Nous pouvons déduire que plus la hauteur d'étage diminue plus l'effet de l'ISS devient visible. En effet, si nous prenons toujours l'exemple de $V_s = 200$ m/s, nous remarquons que pour une hauteur de 2,00 m, le rapport $F_{ISS}/F_{enc} = 0,750$ alors que pour une hauteur plus importante $h=10,00$ m le rapport $F_{ISS}/F_{enc} = 0,939$. Le tableau 3.8 représente la variation de F_{ISS}/F_{enc} selon les différentes hauteurs d'étages.

Tableau 3. 7 : Influence de h sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc} .

h(m)	V_s (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	h(m)	V_s (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
2,00	100	0,515	4,00	100	0,679
	150	0,654		150	0,801
	200	0,750		200	0,868
	400	0,912		400	0,960
	800	0,975		800	0,990
6,00	100	0,748	8,00	100	0,790
	150	0,853		150	0,880
	200	0,908		200	0,927
	400	0,974		400	0,980
	800	0,993		800	0,993
10,00	100	0,817			
	150	0,902			
	200	0,939			
	400	0,981			
	800	0,995			

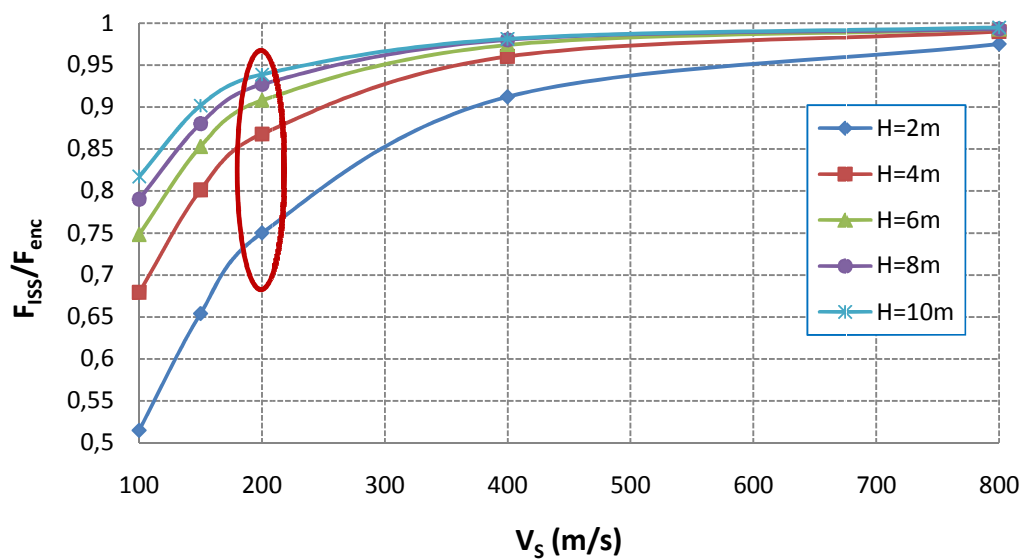


Figure 3. 7 : Influence de h sur le rapport F_{ISS}/F_{enc}

Tableau 3. 8 : Variation de h pour une même vitesse d'onde.

V _s = 200 m/s					
h(m)	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00
F _{ISS} /F _{enc}	0,750	0,868	0,908	0,927	0,939

Egalement, la même remarque se reproduit ici concernant la vitesse d'onde de cisaillement V_s, pour des vitesses importantes l'effet de l'ISS devient négligeable.

3.3.2.4 Influence de E_p sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc})

Nous considérons pour une hauteur d'étage h =4,00 m et un moment d'inertie I_p=0,00521m⁴, une variation de la rigidité E_p afin de voir son effet sur le rapport F_{ISS}/F_{enc}. Trois valeurs de E_p sont considérées 20000 MPa, 32000 MPa et 42000 MPa. Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau 3.9.

Tableau 3. 9: Influence de E_p sur le rapport de fréquence (F_{ISS}/F_{enc})

E _p (MPa)	V _s (m/s)	F _{ISS} /F _{enc}	E _p (MPa)	V _s (m/s)	F _{ISS} /F _{enc}
20000	100	0,753	32000	100	0,679
	150	0,857		150	0,801
	200	0,910		200	0,868
	400	0,975		400	0,960
	800	0,994		800	0,990
42000	100	0,636			
	150	0,762			
	200	0,838			
	400	0,948			
	800	0,987			

D'après la figure 3.8 qui symbolise cette variation, nous remarquons que l'effet de l'ISS est visible pour des vitesses V_s inférieures à 400 m/s. Pour cet intervalle, la fréquence diminue pour des bâtiments plus rigides. Néanmoins, cette variation n'excède pas les 15%.

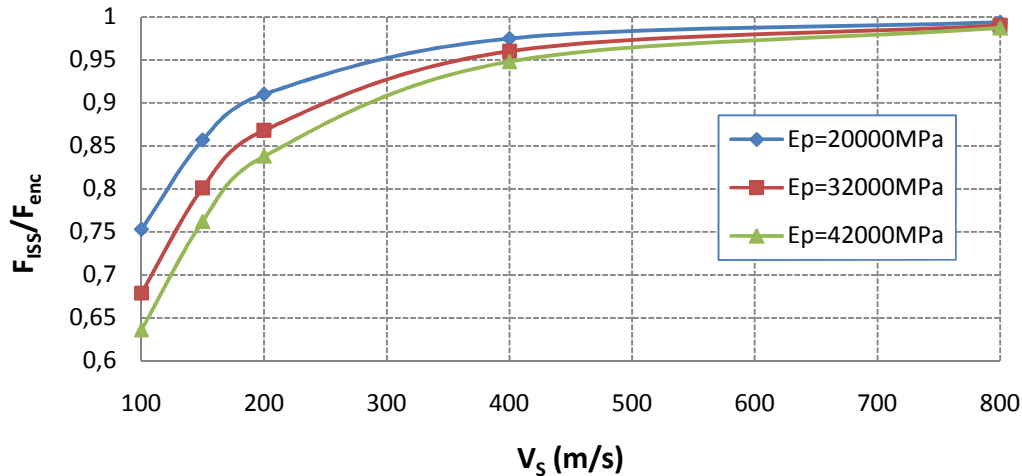


Figure 3. 8 : Influence d'Ep sur le rapport (F_{ISS}/F_{enc}).

3.3.2.5 Conclusions

D'après les résultats des calculs qu'on a faits on note les points suivants :

- L'étude numérique a été conduite en considérant différentes vitesses des ondes dans le sol, cela a permis d'analyser l'effet de l'ISS sur la fréquence fondamentale de la structure. Le premier effet d'ISS constaté est l'accroissement de la période fondamentale de la structure par rapport à la valeur obtenue dans le cas de la structure à base encastree et ceci quelque soit le cas étudié.
- Lorsque la vitesse d'onde de cisaillement de sol augmente, l'effet de l'ISS devient négligeable donc plus la raideur du sol augmente plus l'effet de l'ISS diminue.
- Quand le moment d'inertie des éléments verticaux de la structure (poteaux) augmente, le rapport F_{ISS}/F_{enc} diminue. Cette diminution peut atteindre plus de 65% pour des sols très meubles ($V_s = 100$ m/s). Cependant, cette réduction du rapport F_{ISS}/F_{enc} est moins significative pour des vitesses d'onde de cisaillement dépassant 400 m/s.
- L'effet de la hauteur de la structure h sur le rapport F_{ISS}/F_{enc} est significatif lorsque le sol présente une vitesse $V_s < 400$ m/s. En effet, pour des sols très meubles ($V_s = 100$ m/s) une diminution de fréquence entre les deux cas étudiés (encastree et en tenant compte de l'ISS) peut atteindre les 37%. En revanche, pour des sols rigides ($V_s = 800$ m/s) cette différence est de l'ordre de 2%.
- L'étude de l'effet de E_p sur le rapport F_{ISS}/F_{enc} permet de conclure que l'effet de l'ISS est important pour des structures plus rigides ($E_p = 42000$ MPa) et ceci quelque soit

le type de sol d'assise. Par ailleurs, la différence dans le rapport F_{ISS}/F_{enc} est plus discrète pour des sols rocheux ($V_s = 800\text{m/s}$) ne dépassant pas les 7%.

Enfin, d'après les valeurs du rapport de fréquences fondamentales F_{ISS}/F_{enc} pour les différentes configurations des cas étudiés. On peut noter que pour certaines configurations (structures rigides sur sol mou), le rapport F_{ISS}/F_{enc} 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.

3.3.3 Méthode de prise en compte de l'ISS

Afin d'élaborer une méthode aisée pour prendre en compte l'interaction sol-structure dans le calcul de la fréquence fondamentale de la structure, on propose d'analyser les résultats donnés dans les tableaux précédents, pour déterminer un paramètre caractéristique de l'interaction sol-structure (rigidité relative sol-structure, notée K_{ss}). On peut noter que l'influence de l'ISS sur la fréquence fondamentale sera exprimée en fonction des différents paramètres par la relation proposée par [22]

$$\text{Log}(F_{ISS}/F_{enc}) = A_1 * \text{Log}(V_s) + A_2 * \text{Log}(h) + A_3 * \text{Log}(E_p) + A_4 * \text{Log}(I_p) \quad (3.10)$$

Une analyse par régression multilinéaire par l'utilisation d'un outil sous Excel 'XLSTAT' permis de déterminer les paramètres intervenant dans la relation énoncée ci-dessus. On obtient :

$$A_1 = 0,233$$

$$A_2 = 0,33$$

$$A_3 = -0,12$$

$$A_4 = -0,07$$

Avec un coefficient de détermination $R^2=0,76$.

La normalisation des coefficients par A_3 donne :

$$\frac{A_1}{A_3} \approx -2 ; \frac{A_2}{A_3} \approx -3 ; \frac{A_4}{A_3} \approx 0,75$$

D'après ces résultats, on propose d'utiliser le paramètre adimensionnel (K_{ss}) pour exprimer la rigidité relative sol-structure : [13].

On remplace dans l'équation (3.10) et on obtient :

$$\frac{-1}{0,12} \text{Log}(F_{ISS}/F_{en}) = -2 * \text{Log}(V_s) - 3 * \text{Log}(h) + \text{Log}(E_p) + 0,75 * \text{Log}(I_p)$$

$$\frac{-1}{0,12} \text{Log}(F_{ISS}/F_{en}) = \text{Log}(E_p) - \text{Log}(V_s)^2 + \text{Log}(I_p)^{0,75} - \text{Log}(h)^3$$

$$\frac{-1}{0,12} \text{Log}(F_{ISS}/F_{en}) = \text{Log} \left(\frac{E_p \times (I_p)^{0,75}}{V_s^2 \times h^3} \right)$$

$$\text{Log}(F_{ISS}/F_{en})^{\frac{-1}{0,12}} = \text{Log} \left(\frac{E_p \times (I_p)^{3/4}}{V_s^2 \times h^3} \right)$$

$$(F_{ISS}/F_{en})^{\frac{-1}{0,12}} = \left(\frac{E_p \times (I_p)^{3/4}}{V_s^2 \times h^3} \right)$$

$$\frac{1}{(F_{ISS}/F_{en})^{\frac{1}{0,12}}} = \frac{V_s^2 \times h^3}{E_p \times (I_p)^{3/4}}$$

Par conséquent et d'après ces résultats, on propose d'utiliser le paramètre adimensionnel suivant (K_{SS}) pour exprimer la rigidité relative sol-structure : [22]

$$K_{SS} = \frac{V_s^2 \times h^3}{E_p \times (I_p)^{3/4}} \quad (3. 11)$$

Dans les expressions de K_h, K_v, K_θ on remarque que l'influence de la vitesse V_s^2 et du même ordre de \sqrt{A} Afin de tenir compte de l'influence de A, l'expression adoptée pour K_{SS} devient: [22]

$$K_{SS} = \frac{\rho \times V_s^2 \times h^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{E_p \times (I_p)^{3/4}} \quad (3. 12)$$

Avec A_0 est la surface de référence égale à 1 m². Ce qui permettra de garder le caractère adimensionnel de K_{SS} .

La figure 3.9 illustre la variation du rapport F_{ISS}/F_{enc} en fonction de $\log(K_{SS})$ pour les résultats étudiés et pour 03 valeurs de surfaces de fondation $A = 1, 4,9 \text{ m}^2$ on note que pour $\log(K_{SS}) > 1,5$, le rapport atteint l'asymptote $F_{ISS}/F_{enc} \approx 1$. Dans ce cas, la fréquence fondamentale du système sol-structure avec prise en compte de l'interaction sol-structure est proche de celui d'une structure à base fixe (encastrée), ce qui signifie que l'influence de

l'interaction sol-structure peut être négligée lors du calcul de la fréquence fondamentale de ces structures. A l'inverse, pour un $\log(K_{SS}) < 1,5$ on observe une variation importante du rapport F_{ISS}/F_{enc} . Dans ce cas là, la non prise en compte de l'ISS peut entraîner une surestimation significative de la fréquence fondamentale du système sol-structure et une prédiction erronée de la réponse dynamique globale de la structure. Pour les structures rigides sur les sols mous $\log(K_{SS}) < 0$, la fréquence du système fixe à la base (F_{enc}) est égale à trois fois ou plus la fréquence du système sol-structure (F_{ISS}).

On note que les valeurs du rapport F_{ISS}/F_{enc} s'inscrivent dans un faisceau très serré, ce qui indique la possibilité d'utiliser ces résultats pour déterminer la fréquence fondamentale d'une structure à un seul étage et une seule ouverture en prenant en compte la rigidité de l'ensemble sol-fondation.

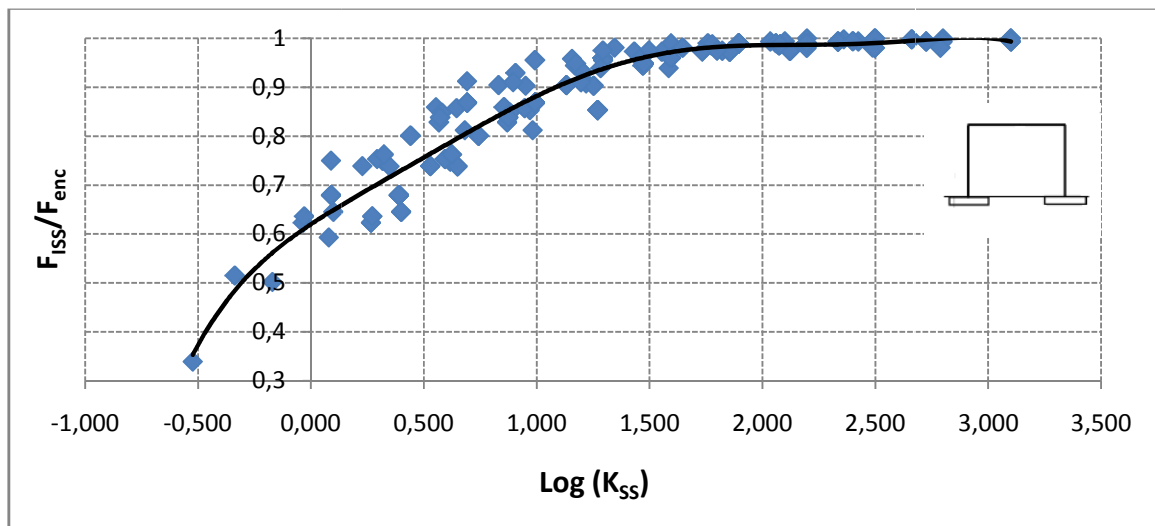


Figure 3. 9 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d'une structure à un seul étage et à une seule ouverture.

3.3.4 Etude de paramètres supplémentaires

3.3.4.1 Influence des dimensions de la fondation (a,b)

La rigidité de l'ensemble sol-fondation (K_v , K_h et K_θ) dépend des dimensions de la fondation (a et b) à travers le rapport (a/b) qui intervient dans les paramètres β_x et β_z . Le tableau 3.10 donne l'influence de la dimension de la fondation sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} pour différentes configurations de sols. D'après les résultats, pour une même vitesse d'onde V_s , la différence de fréquence pour les différentes sections de fondation n'excède pas les 7%. Comme c'est montré en figure 3.10.

On peut conclure que l'influence de ce paramètre est très faible, par conséquent, ce paramètre peut être négligé lors du calcul de la fréquence fondamentale de la structure.

Tableau 3. 10 : influence de la dimension de la fondation sur le rapport de fréquence.

V_s (m/s)	axb				F_{ISS}/F_{enc}
	(2x2)	(3x1,3)	(4x1)	(5,3x0,75)	
	$\beta_x=1, \beta_z=2,18$	$\beta_x=1, \beta_z=2,2$	$\beta_x=1, \beta_z=2,4$	$\beta_x=1,1, \beta_z=2,7$	
100	0,699	0,703	0,713	0,750	
150	0,801	0,804	0,823	0,848	
200	0,868	0,889	0,904	0,912	
400	0,960	0,968	0,976	0,980	
800	0,990	0,992	0,994	0,996	

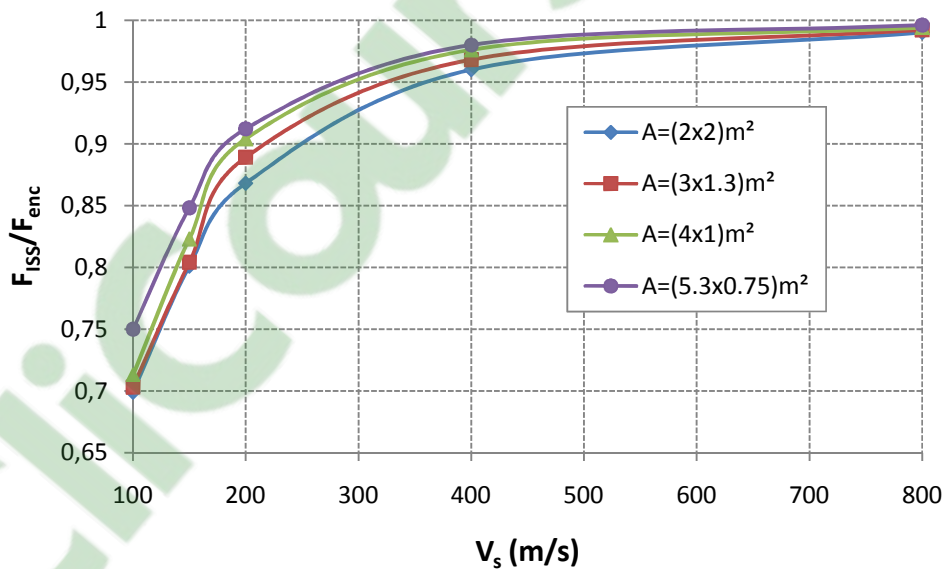


Figure 3. 10 : Influence des dimensions de la fondation sur F_{ISS}/F_{enc}

3.3.4.2 Influence de l'ouverture du portique (L)

Des calculs ont été effectués également pour différentes valeurs de l'ouverture du portique (L). Les résultats obtenus avec différents types de sol sont donnés dans le tableau 3.11. On note une faible influence de L sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} . Effectivement on enregistre une différence de 9% au maximum pour une V_s donnée (figure 3. 11), ce qui signifie qu'on peut négliger ce paramètre lors du calcul de la fréquence fondamentale de la

structure. Ceci est en accord avec l'hypothèse d'un comportement infiniment rigide des planchers généralement admise dans le calcul sismique de bâtiments.

Tableau 3. 11 : L'influence de l'ouverture du portique L sur le rapport de fréquences.

Vs (m/s)	L(m)			F _{ISS} /F _{enc}
	3,00	5,00	7,00	
100	0,633	0,679	0,696	
150	0,741	0,801	0,806	
200	0,847	0,868	0,916	
400	0,954	0,960	0,972	
800	0,987	0,990	0,993	

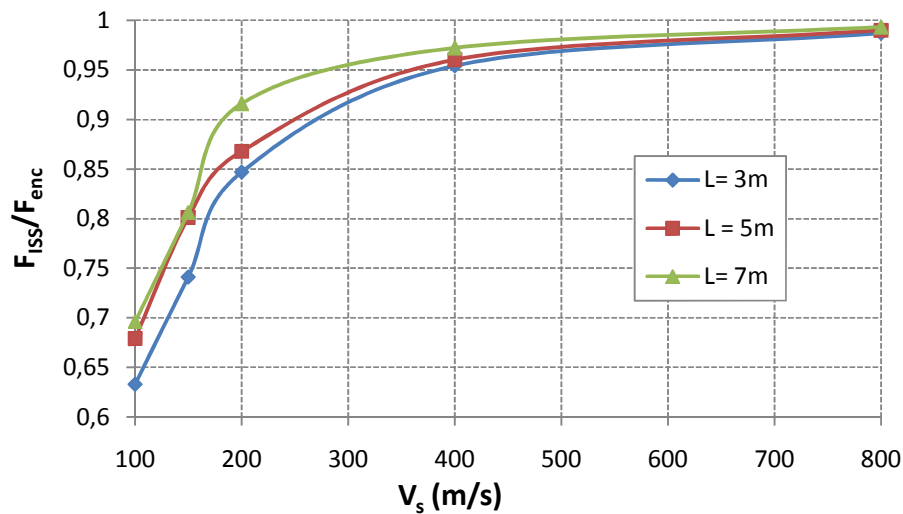


Figure 3. 11 : Influence de l'ouverture du portique L sur F_{ISS}/F_{enc}

3.3.5 Influence du nombre d'étages

Nous avons suivi la méthodologie exposée ci-dessus, pour des structures à plusieurs niveaux. En premier temps, nous avons fait varier le nombre d'étages ($N_e = 1, 3, 5, 7$ et 10 étages) pour une seule ouverture. Quant aux deux paramètres E_p et h sont considérés constants pour cette étape. Nous prenons $E_p = 32000\text{MPa}$ et $h = 4\text{m}$.

Nous avons aussi fait varier les valeurs des paramètres du sol et de la structure. Le tableau 3.12 donne une synthèse des résultats obtenus. Ces résultats ont été reportés dans le plan ($F_{ISS}/F_{enc}, \text{Log}(K_{SS})$) en prenant pour K_{SS} l'expression suivante :

$$K_{SS} = \frac{\rho \times V_s^2 \times h^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{N_e \times E_p \times (I_p)^{3/4}} \quad (3. 13)$$

Tableau 3. 12 : influence de la variation de nombre d'étage sur F_{ISS}/F_{enc} . (Structure à plusieurs étages et à une seule ouverture).

$N_e = 3$					
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,952	0,00125	100	0,874
	150	0,977		150	0,934
	200	0,986		200	0,967
	400	0,991		400	0,989
	800	1,000		800	0,997
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,00342	100	0,800	0,00762	100	0,730
	150	0,894		150	0,854
	200	0,936		200	0,910
	400	0,983		400	0,976
	800	0,996		800	0,994
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,0149	100	0,669	0,0341	100	0,579
	150	0,815		150	0,700
	200	0,871		200	0,782
	400	0,966		400	0,922
	800	0,992		800	0,976

$N_e = 5$					
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,927	0,00125	100	0,862
	150	0,971		150	0,930
	200	0,985		200	0,963
	400	0,990		400	0,981
	800	1,000		800	0,996
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,00342	100	0,787	0,00762	100	0,728
	150	0,890		150	0,848
	200	0,934		200	0,907
	400	0,975		400	0,973
	800	0,995		800	0,994
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,0149	100	0,663	0,0341	100	0,570
	150	0,812		150	0,695
	200	0,861		200	0,773
	400	0,963		400	0,911
	800	0,990		800	0,962

...Suite du tableau 3. 12 (Structure à plusieurs étages et à une seule ouverture)

$N_e = 7$					
$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,918	0,00125	100	0,831
	150	0,959		150	0,909
	200	0,979		200	0,948
	400	0,988		400	0,980
	800	1,000		800	1,000
0,00342	100	0,766	0,00762	100	0,709
	150	0,872		150	0,835
	200	0,925		200	0,903
	400	0,974		400	0,971
	800	0,994		800	0,992
0,0149	100	0,660	0,0341	100	0,567
	150	0,805		150	0,664
	200	0,850		200	0,745
	400	0,963		400	0,903
	800	0,991		800	0,930

$N_e = 10$					
$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,882	0,00125	100	0,788
	150	0,941		150	0,885
	200	0,970		200	0,923
	400	0,970		400	0,969
	800	1,000		800	0,984
0,00342	100	0,730	0,00762	100	0,676
	150	0,841		150	0,809
	200	0,905		200	0,882
	400	0,968		400	0,966
	800	0,982		800	0,980
0,0149	100	0,648	0,0341	100	0,501
	150	0,775		150	0,647
	200	0,849		200	0,730
	400	0,958		400	0,848
	800	0,979		800	0,906

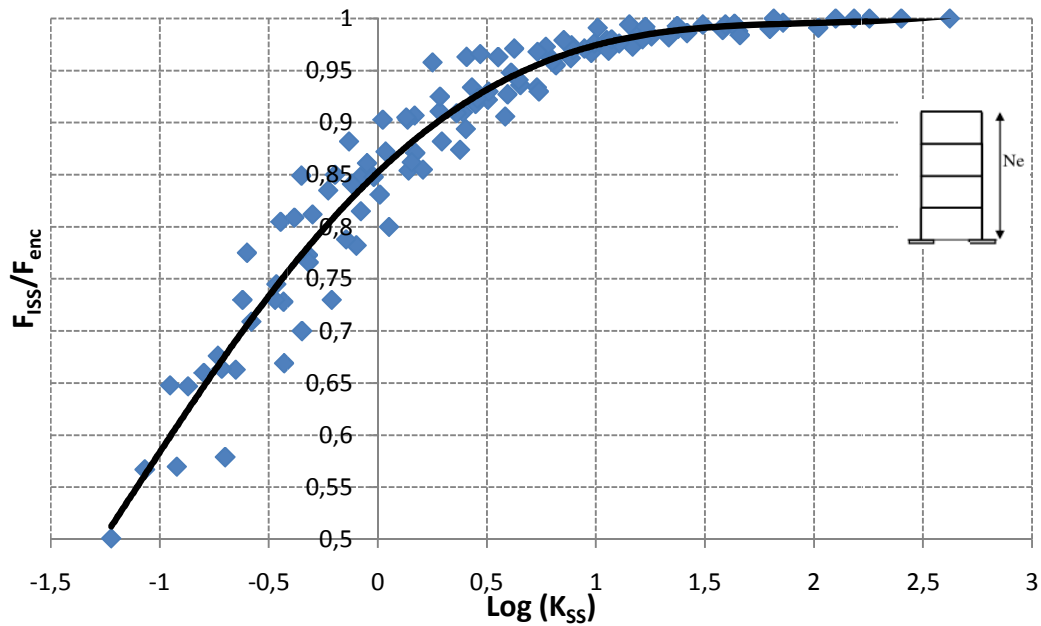


Figure 3. 12 : influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d’une structure à plusieurs étages (entre 3 et 10) et une seule ouverture.

D’après la figure 3.12 on peut noter que les valeurs du rapport F_{ISS}/F_{enc} s’inscrivent dans un faisceau très serré, ce qui indique la possibilité d’utiliser cette figure pour déterminer la fréquence fondamentale d’une structure à plusieurs niveaux en prenant en compte la rigidité de l’ensemble sol-fondation à l’aide du paramètre « rigidité relative » donné dans l’équation 3.13. Par ailleurs, on peut noter que l’augmentation de nombre d’étages réduit la valeur de rigidité relative K_{ss} , ce qui a pour effet d’augmenter l’influence de l’interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale du bâtiment.

3.3.6 Influence du nombre d’ouvertures

Des calculs ont été effectués en faisant varier les nombres d’ouvertures dans les deux directions (N_o et N_b) pour différentes configurations du sol, Le tableau 3.13 donne une synthèse des résultats obtenus en faisant varier les caractéristiques mécaniques et géométriques de la structure.

Ces résultats ont été reportés dans le plan (F_{ISS}/F_{enc} , K_{ss}) en prenant pour K_{ss} l’expression suivante :

$$K_{SS} = \frac{N_o \times N_b \times \rho \times V_s^2 \times h^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{N_e \times E_p \times (I_p)^{3/4}} \quad (3.14)$$

Tableau 3. 13 : Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} (Structure à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures).

$N_e = 1 ; N_b = 1 ; N_o = 3$								
$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,958	0,00125	100	0,874	0,00342	100	0,758
	150	0,981		150	0,934		150	0,869
	200	0,991		200	0,961		200	0,911
	400	0,995		400	0,989		400	0,974
	800	1,000		800	0,997		800	0,992
			$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}			
			0,0149	100	0,744			
				150	0,859			
				200	0,908			
				400	0,911			
				800	0,974			

$N_e = 5 ; N_b = 1 ; N_o = 3$								
$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,964	0,00125	100	0,931	0,00342	100	0,897
	150	0,982		150	0,965		150	0,944
	200	0,986		200	0,977		200	0,972
	400	1,000		400	0,998		400	0,981
	800	1,000		800	1,000		800	1,000
			$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}			
			0,0149	100	0,811			
				150	0,890			
				200	0,929			
				400	0,976			
				800	1,000			

$N_e = 5 ; N_b = 1 ; N_o = 6$								
$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}	$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}
0,000325	100	0,978	0,00125	100	0,947	0,00342	100	0,910
	150	0,989		150	0,975		150	0,966
	200	0,993		200	0,986		200	0,975
	400	0,998		400	0,997		400	0,994
	800	1,000		800	1,000		800	0,998
			$I_p (m^4)$	$V_S (m/s)$	F_{ISS}/F_{enc}			
			0,0149	100	0,820			
				150	0,891			
				200	0,929			
				400	0,977			
				800	0,993			

...suite du tableau 3. 13 : Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} (Structure à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures)

$N_e = 10 ; N_b = 3 ; N_o = 2$								
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,00342	100	0,612	0,0149	100	0,561	0,0341	100	0,525
	150	0,694		150	0,649		150	0,627
	200	0,735		200	0,702		200	0,678
	400	0,755		400	0,754		400	0,746
	800	0,775		800	0,772		800	0,780
			I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}			
			0,083	100	0,487			
				150	0,579			
				200	0,634			
				400	0,728			
				800	0,765			

$N_e = 5 ; N_b = 2 ; N_o = 1$								
I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}	I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}
0,00342	100	0,931	0,0149	100	0,714	0,0341	100	0,642
	150	0,965		150	0,833		150	0,766
	200	0,983		200	0,897		200	0,839
	400	1,000		400	0,968		400	0,949
	800	1,000		800	0,992		800	0,985
			I_p (m ⁴)	V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{enc}			
			0,083	100	0,542			
				150	0,659			
				200	0,742			
				400	0,894			
				800	0,967			

D'après la figure 3.13, on note que les valeurs du rapport F_{ISS}/F_{enc} s'inscrivent dans un faisceau très serré, ce qui indique la possibilité d'utiliser l'abaque de la figure pour déterminer la fréquence fondamentale d'une structure à plusieurs niveaux et à plusieurs ouvertures en prenant en compte la rigidité de l'ensemble sol-fondation à l'aide du paramètre «rigidité relative» donné par l'équation 3.14.

Nous pouvons remarquer aussi que pour des valeurs de $\text{Log}(K_{ss}) > 1$; le rapport F_{ISS}/F_{enc} atteint la valeur de 1, ce que signifie que dans ce cas l'effet de l'ISS est négligé. En revanche, pour des valeurs de $-1,5 < \text{Log}(K_{ss}) < 1$ la prise en compte de l'interaction sol-structure est recommandée.

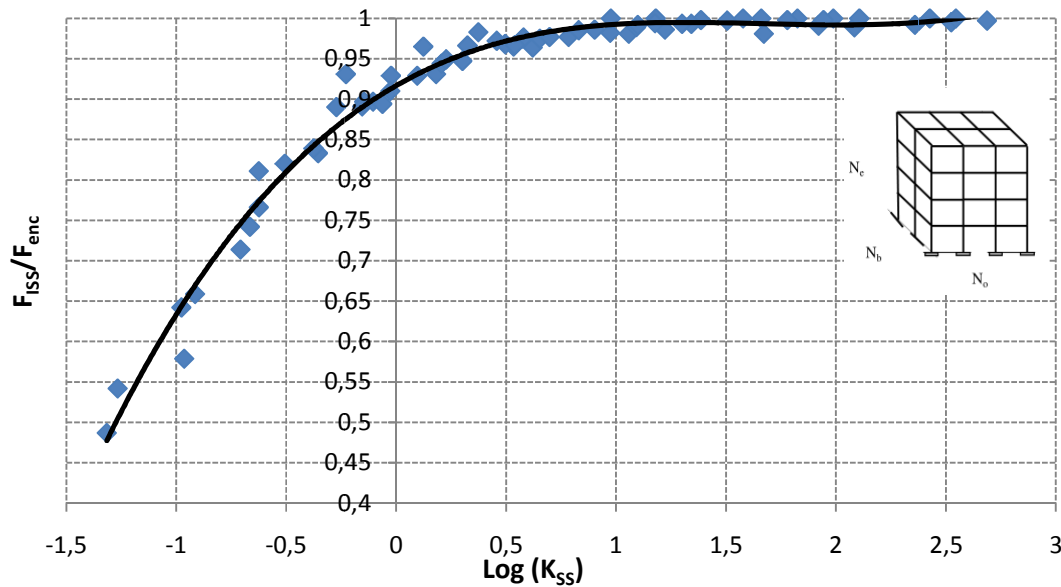


Figure 3. 13 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d'une structure à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous nous sommes intéressés à la première fréquence fondamentale qui joue un rôle important dans le calcul sismique de bâtiments. Et nous avons étudié l'action de l'interaction sol-structures sur cette fréquence.

L'analyse a été effectuée à l'aide d'une modélisation numérique simplifiée. La structure a été modélisée par des éléments poutres; quant à l'ensemble sol-fondation a été modélisé à l'aide de six ressorts (3 en translation et 3 en rotation) dont les rigidités ont été déterminées à l'aide des expressions proposées dans la littérature.

Cette partie de l'étude a montré que pour certaines configurations (structures rigides sur sol mou), l'influence de l'interaction sol-structure sur la 1^{ère} fréquence de bâtiment peut être très importante et conduit à une réduction de l'ordre de 70% de la fréquence de bâtiment calculée en assumant un encastrement à la base.

D'après les résultats des études réalisées, nous pouvons conclure que plusieurs paramètres influents d'une manière significative sur la fréquence. Notamment, la vitesse de cisaillement du sol V_s ainsi que l'inertie des poteaux I_p . D'autres paramètres influent d'une manière moins importante comme la rigidité des poteaux E_p et la hauteur du bâtiment H . En revanche, nous avons montré que l'influence de la section de la fondation (A) et la longueur de l'ouverture du portique (L) reste négligeable.

Ceci dit cette négligence est plus significative pour des sols très fermes notamment pour des $V_s > 400$ m/s.

Enfin, nous avons trouvée un paramètre adimensionnel appelé rigidité relative sol-structure, noté K_{ss} et qui est donné par l'équation (3.14). Celui-ci, peut être utilisé pour estimer la tenue en compte de l'interaction sol-structure et son influence sur le calcul de la fréquence fondamentale des bâtiments. Il est représenté sous forme d'abaque dans lequel nous avons pour un K_{ss} calculé en fonction des paramètres de la structure et du sol, un rapport de fréquences F_{ISS}/F_{enc} .

Les calculs réalisés dans ce chapitre sont faites pour des différents cas d'étude, mais dans le chapitre 4, nous allons vérifier la validité de l'abaque proposé en figure 3.13, en étudiant des cas réels de bâtiments. Pour ceci nous présentons deux exemples de structures. Le premier, présente un bâtiment R+ 4 fondé sur des semelles isolées et le second, présente un bâtiment R+6 dont la construction se fait sur des semelles continues. Ainsi une étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments. Dans ce contexte, nous testons deux enregistrements sismiques nationaux afin de voir l'influence de l'interaction sol-structures.

4.1 Introduction

On présente dans ce chapitre une vérification de l'abaque proposé au chapitre précédent pour la prise en compte de l'interaction sol-structure lors du calcul de la fréquence fondamentale d'un bâtiment à plusieurs étages et à plusieurs ouvertures. L'exemple de vérification concerne dans un premier temps, un bâtiment à cinq étages (R+4) avec 04 ouvertures dans le sens longitudinal et 03 dans la direction transversale, et un deuxième exemple (R+6) avec 05 ouvertures dans le sens longitudinal et 03 dans la direction transversale.

Après nous présentons une étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des structures de type bâtiment. Des enregistrements sismiques réels sont testés à savoir le séisme de Boumerdès et la réplique d'Aïn Temouchent. Ces deux importants séismes nationaux, qui ont causé pas mal de dégâts humain et matériel, sont utilisés afin de juger l'importance de l'interaction sol-structures sur la réponse des bâtiments et de savoir s'il ya lieu d'introduire ce phénomène dans notre règlement parasismique (RPA 99, version 2003). En effet, dans celui-ci l'effet de l'interaction n'est pas considéré et les calculs se font généralement en considérant la structure encastree au sol.

4.2 Présentation du premier exemple de vérification

Il s'agit d'une construction à usage d'habitation qui comporte un rez-de-chaussée commercial ainsi que quatre étages habitables, dont les logements sont de type « F2 » et « F3 », surmontés par une terrasse inaccessible. Cette construction est destinée à être implantée dans la ville de Maghnia, wilaya de Tlemcen, classée en zone I (faible sismicité).

Il s'agit d'un bâtiment de 16,65 mètres de longueur et de 9,55 mètres de largeur. Quant aux hauteurs des étages H est de 3,06 mètres y compris le RDC. Ce qui fait une hauteur totale de 15,94 mètres. (Annexe B)

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques longitudinaux et transversaux constitués par des poteaux encastres les un aux autres permettant ainsi une bonne ductilité de l'ouvrage. Les planchers qui ont été considérés sont constitués de corps creux surmontés par une dalle de compression de dimensions (16+5).

4.2.1 Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure

Cette étude a fait l'objet d'un projet de fin d'études de DEUA[1] réalisée dans le cadre de l'obtention d'un diplôme de DEUA en Génie Civil, option (Réalisation). Néanmoins, ceci nous n'a pas empêchés de revérifier les calculs qui ont été établis par l'auteur. Certaines modifications ont été admises concernant le pré dimensionnement de l'ouvrage. Nous résumons notre travail dans ce qui suit.

4.2.1.1 Détermination de l'épaisseur de plancher

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur de plancher dépend de condition de la flèche, d'après B.A.E.L 91

$$h_p \geq \frac{L}{22,5} \quad (4.1)$$

L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles. $L = 4,20$ m. ce qui nous donne un $h_p \geq 18,67$ cm. Donc, nous choisissons un $h_p = 21$ cm. Qui englobe 16 cm pour le corps creux et 5 cm pour la dalle de compression.

4.2.1.2 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont étudiés en compression simple dont l'effort normal supporté par le poteau le plus sollicité est donné par :

$$N_u = Q \times S \times N \quad (4.2)$$

Où N est le nombre d'étage plus le RDC ($N=5$). Q représente la charge moyenne répartie (égale à 1 t/m^2). Et S étant la surface supportée par le poteau le plus sollicité.

Nous calculons la surface initiale et les charges d'après les règles de B.A.E.L 91 version 2003. La figure 4.1 représente la surface supportée par le poteau le plus sollicité du bâtiment.

$$S = (2,025+2,1) \times (1,6+1,425) = 12,478 \text{ m}^2$$

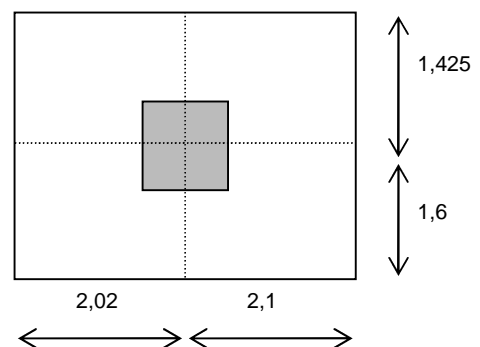


Figure 4.1: Surface supportée par le poteau le plus sollicité

Ceci nous donne un effort normal $N_u = 0.625$ MN

Pour trouver les dimensions des poteaux, nous devons calculer la section réduite B_r qui est obtenue par réduction de 1cm d'épaisseur sur tout le périmètre de la section du poteau.

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}} \quad (4.3)$$

β Représente un coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

D'après le B.A.E.L, il est préférable de prendre $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{cas générale})$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec: } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad (\text{cas général})$$

$$\theta = 1 \quad (\text{charge} > 24\text{h})$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 0.625}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,04 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \Leftrightarrow a \geq \sqrt{0,04} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,22 \text{ m}$$

Donc on prend : $a = b = 30 \text{ cm}$ soit un poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les dimensions des sections des poteaux doivent satisfaire les conditions de R.P.A

99 V2003 suivantes :

$$1. \text{ Min } (a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad (\text{zone I})$$

$$2. \text{ Min } (a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

avec h_e la hauteur d'étage = 3,06 m

$$3. \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Si nous prenons une section carrée de $(30 \times 30)cm^2$ pour tous les étages, ces conditions sont largement vérifiées.

En revanche, il reste une vérification à faire, il s'agit de la vérification au flambement :

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{L_f}{i_x} \\ \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \end{cases} \leq 50 \quad (4.4)$$

Avec L_f étant la longueur de flambement qui vaut $0,7 \times h_e$.

i_x et i_y sont les rayons de giration suivant les deux directions x et y. et sont donnés par :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \quad (4.5)$$

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}}$$

Avec : $B = a \times b$ (section du poteau)

$$B = 30 \times 30 = 900$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{67500}{900}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$\text{Avec : } h_e = 3,06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{8,66}$$

La condition de flambement est vérifiée.

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 24,73$$

$$\text{Donc on a : } \lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 50$$

4.2.1.3 Pré dimensionnement des Poutres

Les poutres doivent respecter la règle du B.A.E.L 91 suivante :

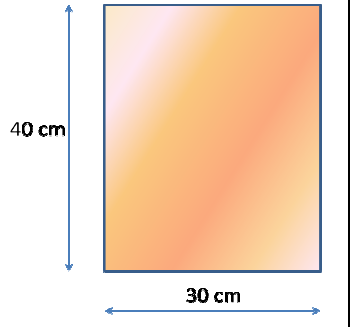
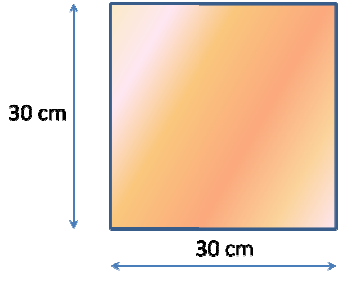
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{condition de flèche}) \quad (4.6)$$

Dans cette inégalité, L désigne la portée entre axes la plus importante et h la hauteur de la poutre. Dans le cas de poutres principales, cette longueur est égale à 4,20 mètres et

dans le cas de poutres de chaînage elle vaut 3,20 mètres. Après avoir choisi la hauteur h pour les deux types de poutres, nous devons vérifier les conditions du R.P.A 99 V2003 suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (4.7)$$

Tableau 4.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres

Type de poutres	Poutres principales	Poutres de chaînage (secondaires)
Condition	$0.28\text{m} \leq h \leq 0.42\text{m}$	$0.21 \leq h \leq 0.32$
Choix	$h = 40 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$	$h = 30 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$
Coupe Transversale		

4.2.1.4 Choix des fondations

D'après [15] le type de fondations adopté est des semelles isolées de dimensions carrées $A = 2,00 \times 2,00$ mètres.

4.2.2 Modélisation du bâtiment (R+4)

La philosophie adoptée est la même que celle du chapitre précédent pour pouvoir vérifier les résultats trouvés au préalable.

La structure est modélisée par des éléments poteaux/poutres dont l'ensemble forme un portique. Les types d'éléments considérés sont ceux préconisés pour les tests et les études du chapitre 3 et qui sont représentés en figures 3.2.a et 3.2.b. Le modèle réalisé est représenté en Annexe B.

Différents types de sols ont été considérés pour des vitesses de cisaillement allant de 100 à 800 m/s comme c'est récapitulé dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : caractéristiques mécaniques des matériaux

	Masse volumique γ (KN/m ³)	Module de Young E (MPa)	Coefficient de poisson ν	Vitesse des ondes sismiques V_s (m/s)
Sol	20	52, 117, 208, 832,3328	0,3	100, 150, 200, 400,800
structure	24,5	32000	0,2	

Nous avons considéré les deux cas de calcul, c'est-à-dire le cas encasté ainsi que le cas où les éléments ressorts sont considérés entre la fondation et la superstructure. Et nous avons calculé les différentes fréquences du bâtiment. Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau 4.3. Il faut noter que pour ce cas, l'inertie des poteaux vaut 0,000675 m⁴.

Tableau 4.3 : Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{ENC} (Structure de l'exemple de vérification)

$N_e= 5, N_b=3$ et $N_o= 4$	
V_s (m/s)	F_{ISS}/F_{ENC}
100	0,937
150	0,970
200	0,982
400	0,995
800	0,998

D'après les résultats obtenus pour les configurations considérées, nous pouvons conclure que pour les cas étudiés, l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence du bâtiment est peu significative car le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{ENC} varie entre 0,937 et 0,998.

4.3 Deuxième exemple de vérification

Le 2^{ème} exemple de vérification concerne un bâtiment (RDC+6) en béton armé qui sera implanté à Tlemcen également. Conformément aux spécifications du règlement parasismique algérien RPA2003, la structure est conçue en voiles porteurs en béton armé avec la participation des poteaux qui contribuent selon la réglementation à réduire efficacement l'effet sismique.

4.3.1 Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure

Le pré dimensionnement des éléments structuraux est fait de la même manière que l'exemple précédent et pour cela on a trouvé les résultats suivants :

La hauteur du plancher h_p est prise égale à 21 cm. Les poteaux sont choisis de section $B = (35 \times 35) \text{ cm}^2$. En ce qui concerne les poutres principales, elles font $(45 \times 35) \text{ cm}^2$ et enfin, les poutres secondaires sont de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

4.3.1.1 Voile

Pour pré dimensionner les voiles, il faut qu'ils vérifient la condition de R.P.A 99 V2003 suivante :

$$L \geq 4 a \quad (4. 8)$$

avec L étant la longueur du voile et a son épaisseur selon le schéma représentatif donné par la figure 4.2.

D'après le **RPA** l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. $a \geq h_e / 20$

On a: $h_e = 3,06 \text{ m} \rightarrow a \geq 3,06/20 = 0,153 \text{ m}$

Donc on prend $a=20 \text{ cm}$ pour tous les étages.

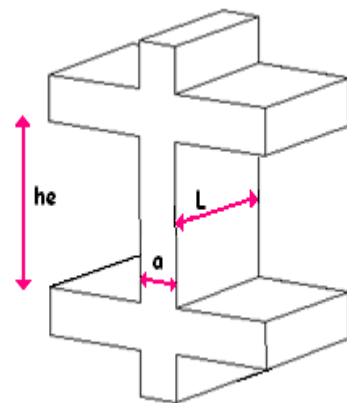


Figure 4.2 Coupe de voile en élévation

4.3.1.2 La fondation

Le type de fondation adopté d'après la note de calcul du bâtiment est des semelles filantes de dimensions $L=4,95 \text{ m}$, $B = 1,30 \text{ m}$. Avec B dans ce cas là, étant la largeur de la semelle filante.

4.3.2 Modélisation

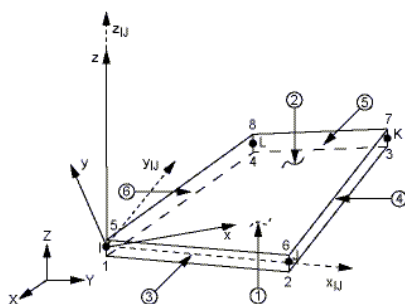


Figure 4.3 : Éléments shell63

Les murs voiles sont modélisés dans le logiciel Ansys par des éléments coques de type « Shell 63 » dont il est représenté par la figure ci-contre.

Les caractéristiques des matériaux sont les mêmes utilisées auparavant. Les coefficients de calculs des rigidités des ressorts qui sont donnés en fonction de la forme géométrique de la fondation sont égaux à : $\beta_z = 2,7$ et $\beta_x = 1,1$. Le calcul des rigidités des ressorts est récapitulé dans le tableau 4.4 tandis que les résultats après calculs sont regroupés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.4 : les rigidités des ressorts.

Vitesse d'onde de cisaillement, VS (m/s)	100	150	200	400	800
$k_v (KN/m) * 10^5$	1,96	4,41	7,84	31,4	125,4
$k_h (KN/m) * 10^5$	1,45	3,27	5,81	23,2	92,9
$k_\theta (KN.m/rd) * 10^5$	4,76	10,7	19	76,1	304,4

Tableau 4.5 : Influence de la variation de différents paramètres sur le rapport de fréquences F_{ISS}/F_{ENC} (Structure de l'exemple de vérification)

$N_e=7, N_b=3$ et $N_o=5$	
V_S (m/s)	F_{ISS}/F_{ENC}
100	0,756
150	0,865
200	0,872
400	0,910
800	0,959

La figure 4.4 montre le report des résultats des deux exemples de vérification sur l'abaque proposé au chapitre 3 et correspond au paramètre adimensionnel K_{ss} . Nous remarquons que les résultats obtenus se rapprochent parfaitement de la courbe proposée. Ceci conforte la proposition d'utiliser l'abaque de la figure 3.13 dans le calcul de la fréquence fondamentale des structures de type bâtiment en tenant en compte de l'interaction sol-structure.

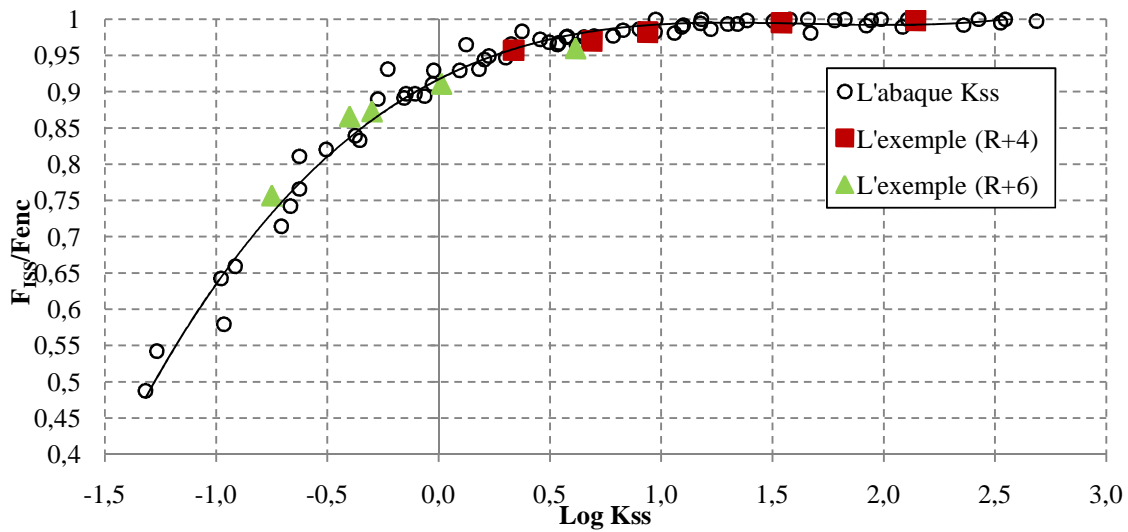


Figure 4.4 : Vérification de l'abaque de Kss proposé

4.4 Etude sismique du bâtiment (R+6) :

Le problème d'interaction sol-structure sous chargement sismique peut être traité par une approche dynamique prenant en compte l'amortissement du sol et des éléments structuraux.

L'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté sous chargement sismique s'écrit sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (4.9)$$

$[M]$, $[C]$, $[K]$ sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité. $\{F\}$ représente le chargement extérieur exercé sur le système sol-structure. $\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{U\}$ désignent respectivement les vecteurs déplacements, vitesse et accélération aux nœuds du maillage.

Pour l'exemple testé, nous considérons le bâtiment (R+6), que nous avons étudié auparavant dont les caractéristiques du sol et de la structure sont regroupées dans le tableau 4.6. Nous utilisons deux enregistrements sismiques réels afin de solliciter notre structure. Il s'agit du séisme de Boumerdès qui a secoué l'Algérie en 2003 en touchant la région nord-est. Cette secousse qui a enregistré une magnitude de 6,7 sur l'échelle de Richter a été ressentie à grande distance de l'épicentre (Majorque à environ 300 km) et a causé d'importants dégâts matériel et humain. Le séisme de Boumerdès s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme modérée. Le second concerne la région de l'ouest, mais il s'agit qu'une réplique, vu le manque de données. Le séisme d'Aïn

Temouchent s’est déroulé en 1999 et qui a été ressenti à Tlemcen. Les accélérogrammes de ces séismes sont représentés dans les figures 4.5 et 4.6.

La zone de Tlemcen, étant qualifiée de faible sismicité par rapport à la zone de Boumerdès, nous a permis de ne considérer que le tiers de l’accélérogramme enregistré à la station de Keddara. L’excitation est appliquée dans le sens horizontal (axe X) et nous allons relevés les accélérations horizontales au niveau du point le plus sollicité ainsi que les déplacements U_x .

Tableau 4.6 : caractéristiques du sol et de la structure.

	Masse volumique γ (KN/m ³)	Module de Young E (MPa)	Coefficient de poison ν	Coefficient d’amortissement (%)
Sol	20	830	0,3	2
structure	24,5	32000	0,2	7

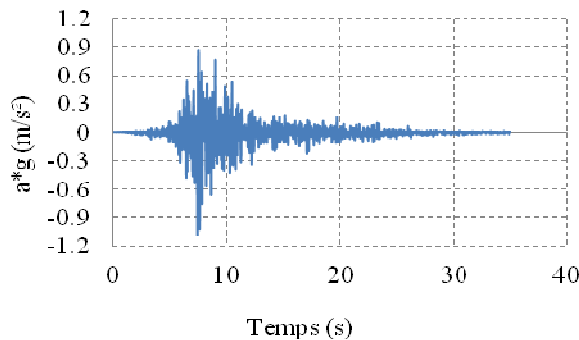


Figure 4.5 : Accélérogramme de Boumerdès

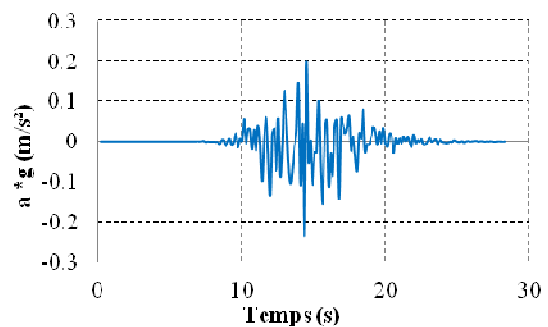


Figure 4.6 : Accélérogramme d’Aïn Temouchent

4.4.1 Résultats obtenus

Une analyse dynamique transitoire a été menée dont les résultats sont représentés sous forme de graphes. Nous présentons tout d’abord l’accélération donnée au point le plus haut de la structure, où le déplacement est maximal. La figure 4.7 représente la variation de l’accélération en fonction du temps pour le séisme de Boumerdès.

La première remarque que nous pouvons constater, concerne l’accélération maximale qui dépasse les $0,33 \cdot g$ dans le cas de l’ISS. En effet, cette valeur dépasse les $0,5g$. Et que celle-ci est atteinte avant celle obtenue par le cas encastré avec un écart d’à peu près 0,6 secondes.

Egalement, au début de l’excitation, l’accélération est beaucoup plus importante dans le cas de l’ISS vis-à-vis du cas encastré.

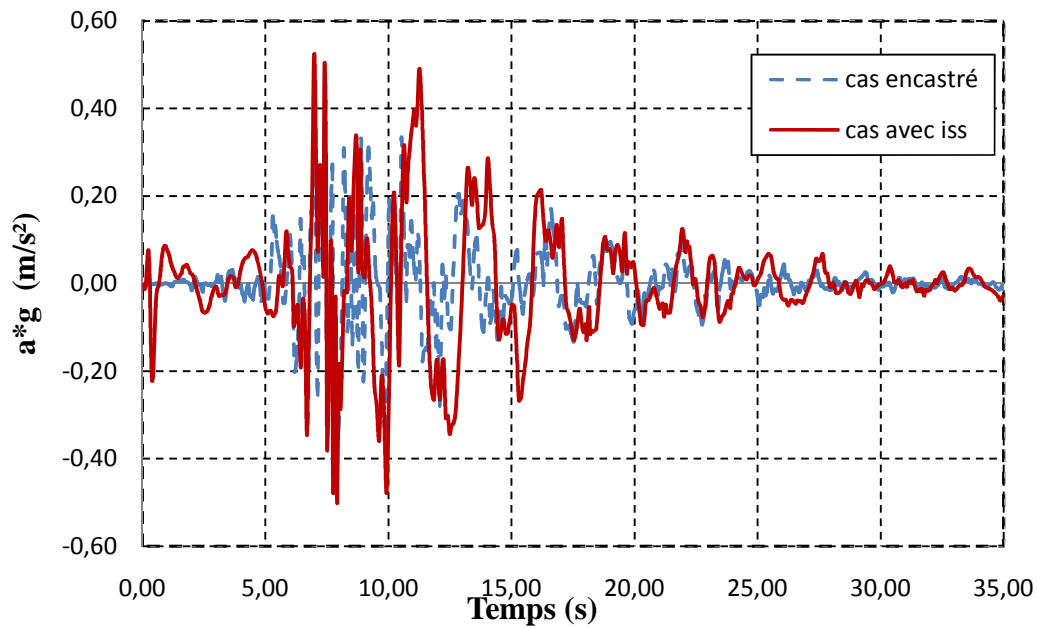


Figure 4.7 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au sommet de la structure (nœud 269), séisme de Boumerdès.

La figure 4.8 représente la variation du déplacement horizontal en fonction du temps. Dans celui-ci, nous remarquons que les déplacements sont beaucoup plus importants dans le cas de l'ISS que dans le cas encastré. En effet, le déplacement maximum passe de 2.5 cm dans le cas encastré à plus de 7.5 cm dans le cas de l'ISS, soit une différence de 5 cm.

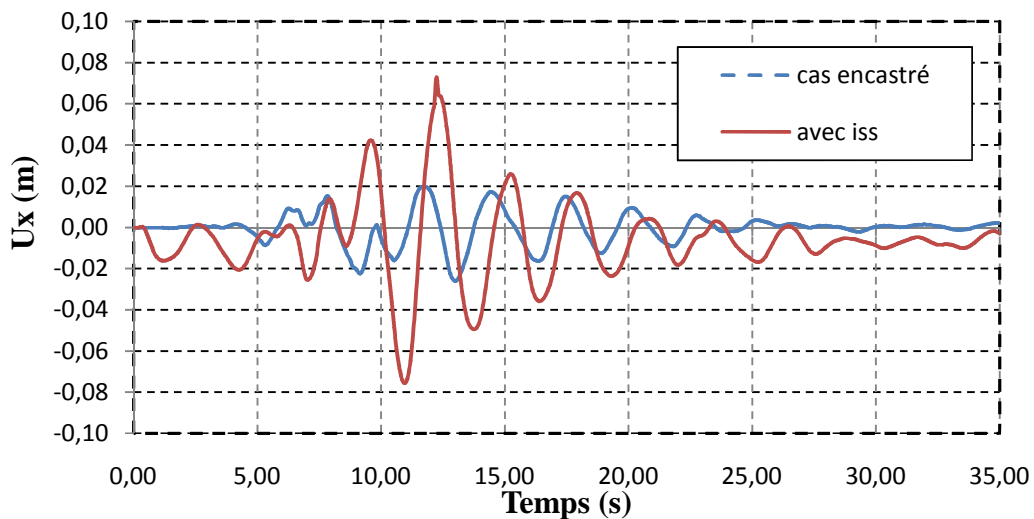


Figure 4.8 : Variation du déplacement horizontal en fonction de temps au sommet de la structure (noeud269) séisme de Boumerdès.

En considérant maintenant la réplique d'Aïn Temouchent, l'accélération aura la forme de la figure 4.9. Ce graphe est composé de deux tranches, la première varie de 0 à 10 secondes, où les valeurs ne sont pas comparables. Elles sont très importantes dès les premiers instants de l'excitation alors que dans le cas d'encastrement celles-ci sont minimales. Après quoi, vient le second intervalle où les valeurs sont semblables avec des petites différences.

Quant aux déplacements horizontaux qui sont représentés dans la figure 4.10, le déplacement maximum est présent dans la première tranche (de 0 à 10 s) et qui est égal à 6,74 cm dans le cas de l'ISS, alors que dans le cas encastéré cette phase illustre un déplacement minimal. Et son maximum ne vient qu'à près 12,54 secondes et sa valeur vaut 1,66 cm. Egalement, à la fin de l'excitation le cas de l'ISS, lui faut plus de temps pour s'amortir.

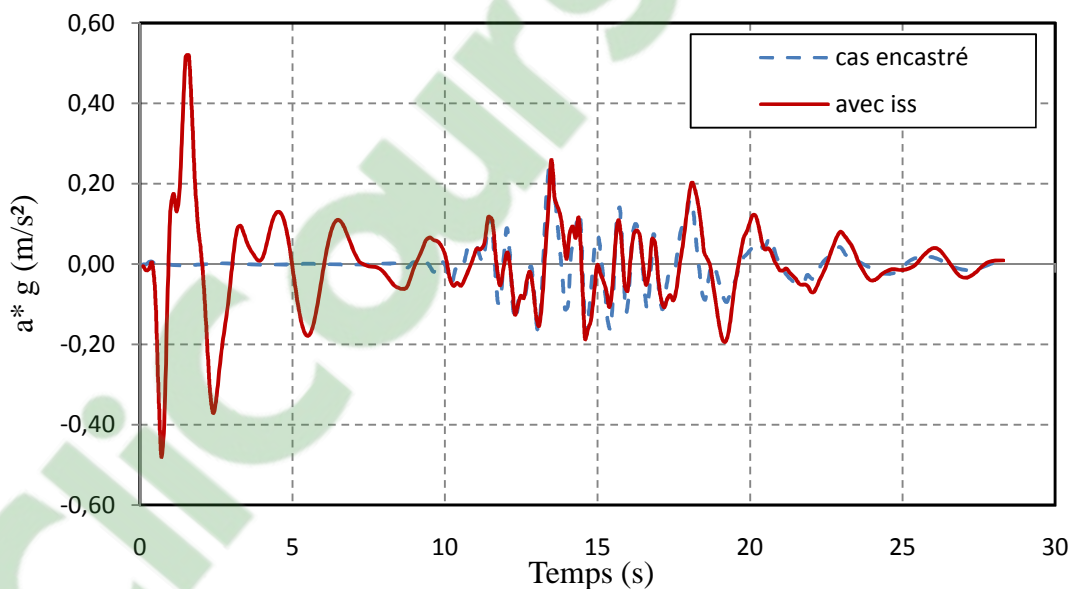


Figure 4. 9 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps au sommet de la structure (nœud 269) séisme d'Aïn Temouchent.

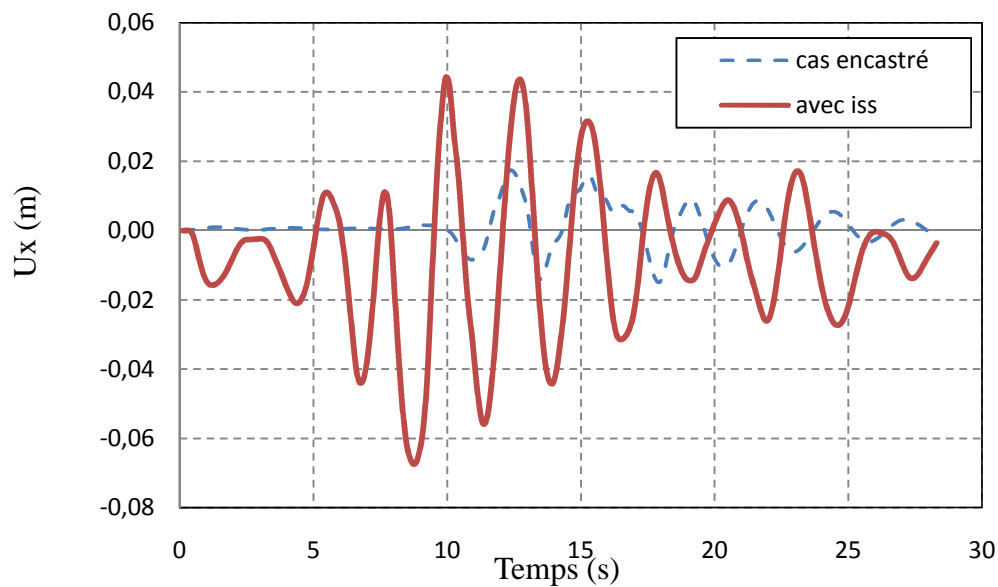


Figure 4.10 : Variation du déplacement horizontal en fonction du temps au sommet de la structure (noeud269) séisme d'Aïn Temouchent.

4.5 Conclusion

D'après les résultats obtenus de deux exemples de vérification nous pouvons conclure, qu'il est possible d'utiliser le paramètre proposé au chapitre 3 et vérifié dans ce chapitre, pour le calcul des fréquences fondamentales des structures de type bâtiment en tenant en compte de l'interaction sol-structure. L'abaque proposé permet de calculer le K_{ss} directement en fonction des données relatives au bâtiment étudié et d'en déduire en contre partie le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc} .

Les résultats trouvés, montrent que les éléments ressorts utilisés modélisant la mobilité des fondations vis-à-vis du sol représentent bien l'interaction sol-structure si nous comparons nos résultats avec ceux démontrés par d'autres auteurs tel que [13] et [11].

Nous pouvons conclure aussi, à travers des études sismiques effectuées, que le fait de prendre en compte l'interaction sol-structure peut amplifier les accélérations et les déplacements et la durée du mouvement peut augmenter également au niveau de la structure. Ceci dit il faut signaler que l'excitation qui a été appliquée concerne la structure et le sol, modélisé par des ressorts, alors qu'en réalité ce n'est que le sol qui subit des mouvements sismiques et c'est lui qui les transmet à la superstructure. Il faut donc réfléchir sérieusement à introduire l'effet de l'interaction sol-structures au niveau de la conception des bâtiments afin de mieux représenter le comportement sismique des bâtiments et d'obtenir des résultats plus fiables.

Conclusions et perspectives

Clicours.COM



Le présent travail a comporté l'étude de l'influence de l'interaction sol structure sur les constructions de type bâtiment avec des fondations superficielles à l'aide d'une modélisation numérique par ANSYS, basé sur la méthode des éléments finis.

La structure a été modélisée par des éléments poutres, or l'ensemble sol-fondation a été modélisé à l'aide de six ressorts (3 en translation et 3 en rotation) dont les rigidités ont été déterminées à l'aide des expressions proposées dans la littérature.

L'étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale des structures de type bâtiment a montré que celle-ci peut réduire d'une manière très importante la première fréquence des structures.

Après quoi une analyse paramétrique a été faite et qui a permis la détermination de l'expression d'un paramètre adimensionnel appelé rigidité relative sol-structure (K_{ss}). Ensuite, un abaque a été proposé pour la prise en compte d'une manière simple de l'influence de cette interaction dans le calcul de la fréquence fondamentale des bâtiments. Cet abaque fait intervenir la rigidité relative sol structure.

Afin de vérifier la validité de cet abaque, nous avons étudié deux cas de bâtiments dont un (R+4) reposant sur des semelles isolées et un autre (R+6) fondé sur des semelles filantes. Les résultats de calcul obtenus justifient la possibilité d'utiliser cet abaque pour déterminer la fréquence fondamentale des structures en considérant l'interaction sol-structure en passant par la rigidité relative sol-structure.

Après quoi, une étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments a été considérée en utilisant deux enregistrements sismiques réels. A savoir, le séisme de Boumerdès en 2003 et la réplique d'Ain Temouchent en 1999 et ceci dans le but de déterminer le déplacement latéral maximal ainsi que l'accélération. Les résultats montrent que le fait de prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure augmente d'une manière considérable l'accélération ainsi que les déplacements au niveau du dernier étage du bâtiment. Mais cette augmentation diminuera forcément les contraintes au niveau de la base de la structure. Cette théorie fera l'objet de prochaines études. Egalement, il faut voir comment peut on étudier le cas de structures sur radier général, en considérant ces éléments ressorts.

Enfin, ces résultats ne sont que le début vers d'autres études plus approfondies et d'introduire d'autres complexités afin de mieux cerner le phénomène de l'interaction sol-structures.

Références bibliographiques

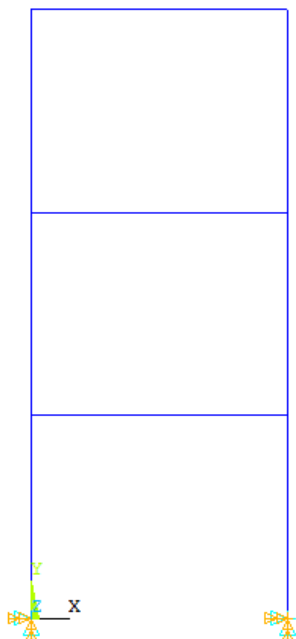


- [1] D. Clouteau, «Quand les bâtiments changent le mouvement sismique,Ecole Centrale Paris,» 2002.
- [2] m. Boumaïza, contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité, Projet de Fin d'Etudes, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de L'Ingenieur, Université M'Hamed Bougara de Boumerdès., 2010.
- [3] b. Ghania et m. meksaouine, Mécanisme De Rupture De Sol Pour Un Pieu Par La Théorie De L'analyse Limite, 2010.
- [4] N. Boucerredj et M. Meksaouine, Modélisation De L'interaction Dynamique Sol structure à l'aide de la méthode des frontieres Absorbantes, 2010.
- [5] T. Nguyen et al, Modélisation numérique en 3D de groupe de pieux et de fondation mixte radier-pieux dans l'argile molle, 2006.
- [6] X. ZHANG, Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses, paris, 2011.
- [7] S. Deepa Balakrishnan, Numerical investigations on soil structure interaction of multistorey frames, 2008.
- [8] R. Swamy, Non-linear Dynamic analysis of soil structure interaction of three dimensional Structure for Varied Soil conditions, 2012.
- [9] Lefebvre et Thérroux, INTERACTION SOL-STRUCTURE POUR LE DESIGN DE BÂTIMENTS SUR FONDATIONS SUPERFICIELLES, 2011.
- [10] Menglin et al, «Structure-soil-structure interaction,literature review,» vol. 31, n° %11724–1731, 2011.
- [11] M. TAMAHOULT et T. BRANCI, influence de l'interaction sol-structure sur la reponse dynamique des structures des bâtiments, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef., 2010.
- [12] L. AOUADJ, COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON et INTERACTION SOL-FLUIDE- STRUCTURE,, Projet de Fin d'Etudes, Département de l'hydraulique, Faculté des sciences de l'ingénieur , Université El Hadj Lakhdar Batna., 2009.
- [13] L. KHALIL, Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des batiment analyse dans les domaines linéaire et non linéaire,Thèse doctorat, Département de Génie Civil,université de lille science et technologie, Lille, 2009.

- [14] A. PECKER, Dynamique des structures, Ecole des Ponts paris , Département Génie Civil et Construction, 2010.
- [15] Z. TAREK et B. LAKHDAR, ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION RDC+4 ETAGES, projet de fin d'étude université de tlemcen, TLEMEN, 2008.
- [16] A. SEGHIR, Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure, Application à l'étude des barrages poids en béton, Thèse doctorat, Département de Génie Civil, 2011.
- [17] Dessai et al, Soil structure interaction analysis methods, 2011.
- [18] f. MERRIBOUT, analyse de la transmission au sol des vibrations à partir d'une structure vibrante, thèse doctorat en génie civil, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de L'Ingénieur, Université Mentouri Constantine., 2010.
- [19] s. MELOUKA, cours sismologie ,Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de L'Ingénieur, Université A.Belkaid,Tlemcen ., 2010.
- [20] C. T. CHATZIGOGOS, Comportement sismique des fondations superficielles vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception, 2007.
- [21] Pitilakis et al, Numerical simulation of dynamic soil–structure interaction in shaking table testing, 2008.
- [22] KHALIL et al, Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments, 2006.
- [23] S. Grange, Modélisation simplifiée 3D de l'Interaction Sol-Structure application au Génie Parasismique, Thèse de Doctorat en Modélisation et Expérimentation en Mécanique de Solides,, Grenoble, 2008.
- [24] s. grange et al, Modèle simplifié 3D de l'interaction sol structure application au génie parasismique, 2008.
- [25] Shahrour et al, PRISE EN COMPTE DE LA RIGIDITÉ SOL-STRUCTURE DANS LE CALCUL D'UN PORTIQUE SUR SOL ÉLASTIQUE, 2002.
- [26] Yongmei et al, Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2011.

Annexe A :
Modèles numériques utilisés et
extraction de résultats

A.1. Modèles numériques



**Figure A.1 : Cas d'étages multiples et
1 seule ouverture**

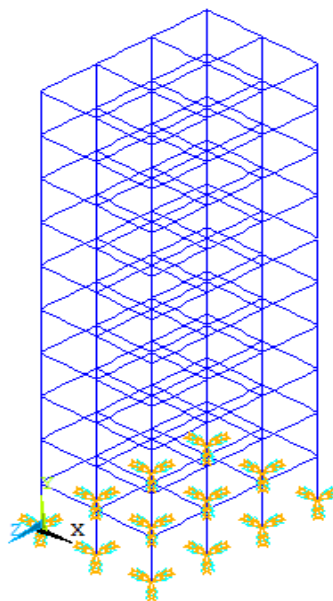


Figure A.2 : Cas 3D

A.2. Les résultats de calculs

Dans cette partie nous allons présenter quelques modèles de fichiers typiques de différentes analyses modales réalisées au chapitre 3. Nous n'avons pas pu représenter tous les fichiers extraits à cause de leur nombre important, c'est pour cela nous allons présenter qu'un seul cas de chaque partie traitée.

A.2.1. Extraction des résultats sous forme de fichier texte

Nous présentons dans cette partie, un exemple d'une étude paramétrique afin de voir l'influence de la vitesse V_s sur le rapport de fréquence F_{ISS}/F_{enc} . Dans ce cas explicatif, nous considérons $E_p = 32000$ MPa, $H = 4,00$ m et $I_p = 0.00521$ m⁴.

Dans une partie de ce fichier, certaines données sont nécessaires, que nous avons représenté ci-dessous sous forme de listing. Tout d'abord, nous avons une première colonne qui correspond aux nombre de modes extraits, dans ce cas là, nous n'avons présenté deux modes, alors qu'on peut choisir beaucoup plus, selon le facteur de participation, présenté sous forme de « RATIO » donné dans la colonne 5. Ce rapport correspond au rapport donné entre la masse participative et la masse totale, qui doit atteindre les 0,99 voir 1. Dans le cas illustré, ce rapport est atteint au second mode (ratio = 1). Quant aux colonnes 2 et 3 correspondent respectivement à la fréquence et la période de

Annexe A : Modèles numériques utilisés et extraction de résultats

la structure avec $f = 1/T$. f désigne la fréquence et T la période. La fréquence fondamentale correspond au mode pour lequel $RATIO = 1$.

Cas Encastré

MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC. FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	MASS FRACTION
1	4.68300	0.21354	-0.16502E-14	0.000000	0.272328E-29	0.170885E-33
2	8.13425	0.12294	125.09	1.000000	15646.5	0.981810

Cas avec ISS

MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC. FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	MASS FRACTION
Vs= 100 m/s						
1	3.22067	0.31049	0.13027E-13	0.000000	0.169699E-27	0.964042E-32
2	5.52735	0.18092	128.11	1.000000	16412.8	0.932390
Vs= 150 m/s						
1	3.83575	0.26070	-0.37167E-14	0.000000	0.138140E-28	0.794924E-33
2	6.50930	0.15363	127.22	1.000000	16184.0	0.931308
Vs= 200 m/s						
1	4.14831	0.24106	-0.12721E-14	0.000000	0.161827E-29	0.942745E-34
2	7.06316	0.14158	126.58	1.000000	16023.4	0.933462
Vs= 400 m/s						
1	4.53128	0.22069	0.75456E-15	0.000000	0.569357E-30	0.337348E-34
2	7.81157	0.12802	125.58	1.000000	15769.6	0.934356
Vs= 800 m/s						
1	4.64374	0.21534	0.59476E-15	0.000000	0.353741E-30	0.221628E-34
2	8.04914	0.12424	125.22	1.000000	15679.8	0.982377

Ces résultats sont donnés par défaut dans la fenêtre Output associé au programme Ansys, mais nous pouvons les demander dans un fichier texte en écrivant dans la barre de tache l'instruction suivante : « */output, nom_fichier* ». Après la fin de l'analyse modale, nous pouvons aller visualiser le fichier qui s'enregistre par défaut dans le disque dur, en choisissant le chemin suivant : « *Utility Menu > List > Files > other ... >...* ».

Annexe B :
Données générales des bâtiments de
vérification

B.1. Modèle numérique

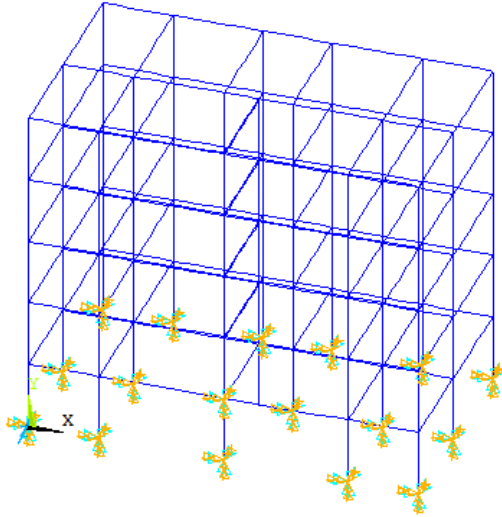


Figure B.1 : Cas de bâtiment R+4

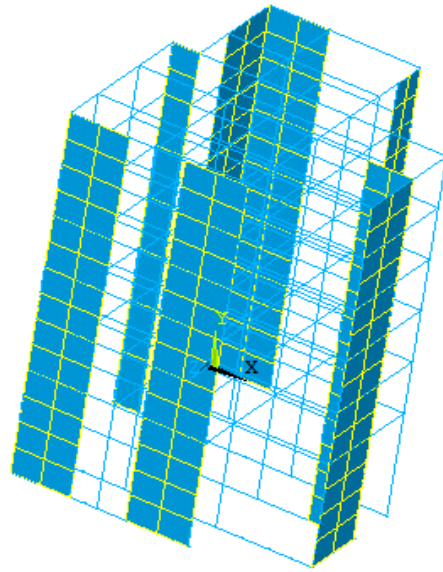


Figure B.2 : Cas de bâtiment R+6