



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
PEPOULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT  
SUPERIEUR DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



**Université Mohamed Boudiaf -M'sila-**  
**Faculté De Technologie**  
**Département de GENIE CIVIL**

## **MEMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme**

**(MASTER)**

**FILIERE : GENIE CIVIL**

**Option : (Structures)**

## **THEME**

**influence de l'interaction sol structure  
sur la période fondamentale des  
bâtiments**

### **Dirigé par :**

**Dr. Ouzandja Djamel**

**Dr. Boualeg Saida**

### **Présenté par :**

**-Kechroud Mohamed Dhaya Eddine**

**-Allal youcef**

**2019/2020**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## REMERCIEMENT

*En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant années d'étude.*

*Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.*

*Ces remerciements vont tout d'abord au corps professoral et administratif de la Faculté genie civil pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.*

*Nous tenant à remercier sincèrement Monsieur. **Dr Ouzandja Djamel**, et chef de département **Dr. Baali Laid** qui, en tant que Directeurs de mémoire, se sont toujours montrés à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.*

*On n'oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.*

*Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire.*

*Merci à tous et à toutes.*

**Kechroud mohamed dhaya eddine**

**Allal youcef**



## *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mon grand Amour, ma mère qui a sacrifié sa vie pour notre bonheur et notre réussite.*

*A mon père à qui je témoigne de l'affection, et du respect.*

*A mon très cher frère taha et mes sœurs,*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis.*

*A toute la promotion 2020*

**Kechroud Mohamed Dhaya Eddine**

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail:*

*À mes chers parents ma mère et mon père pur leur patience leur amour  
leur soutien et leur encouragements.*

*À mon frère et Salim et Mohamed*

*À mes collègues*

*Sans oublier tous les professeurs que ce soit du primaire du moyen du  
secondaire de l'enseignement supérieur*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce travail soit  
possible*

*Merci*

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale.</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Sismologie</b>	
I.1. Introduction	3
I.2. Définition	3
I.3. Rappel de la tectonique des plaques	3
I.3.1. Tectonique des plaques et répartition de la sismicité	4
I.4. Causes des séismes	5
I.5. Faille	6
I.5.1. Faille normale	6
I.5.2. Faille transcurrente	6
I.5.3. Faille inverse	7
I.6. Caractéristiques des vibrations aléatoires générées par un séisme	7
I.6.1 Direction	7
I.6.2 Durée	7
I.6.3 Fréquence	7
I.6.4 Niveau d'accélération	7
I.7. Caractéristiques d'un séisme	8
I.7.1 L'accélérogramme	8
I.7.2. Le spectre de réponse	8
I.8. Classification des séismes	9
I.8.1. Les séismes superficiels	9
I.8.2. Les séismes intermédiaires	9
I.8.3. Les séismes profonds	9
I.9. Perception du séisme	10
I.9.1. Localisation des séismes	10
I.9.2. Ondes sismiques	10
I.9.3. Notions d'Intensité et de Magnitude	12
I.10. Calcul Sismique des Structures	15
I.11. Risque sismique	15
I.11.1. Effets et conséquences des séismes	15
I.11 .2. Périodes de retour et évaluation du risque	16
I.12. Classification des zones sismiques en Algérie	16
I.13. La sismicité du passé	17
I.14. Conclusion	18
<b>Chapitre II : Mécanisme d'interaction sismique sol-structure</b>	
II. 1- Introduction	19
II. 2- Description du comportement des sols	19
II.2.1 - Loi de Comportement	20
II. 2.2- Description expérimentale	21
II.2.3- Observations expérimentales	21
II .3- Modèles de comportement	24
II.3.1. Modèle élastique linéaire	24

II. 3.2- Modèles viscoélastiques linéaires équivalents	25
II .3.3- Modèles non linéaires	27
II .4- Evaluation des paramètres des sols	30
II. 4.1- Détermination du module de cisaillement des sols	30
II.4 .2-Détermination de la résistance ultime en cisaillement des sols	31
II.4.3- Détermination de l'amortissement des sols	32
II. 5- Estimation des paramètres physiques du sol	40
II. 6 –Conclusion	40
<b>Chapitre III : Interaction Sol-Structure</b>	
III.1 – Introduction	41
III . 2. L'importance du problème d'interaction sol-structure	41
III.3- Formulation mathématiques d'un problème(Iss)	42
III.4- Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure	45
III.5.1- Méthode globale	45
III.5.2- Méthode de sous-structure	46
III.5.3- Méthode de ressort amortis	47
III.6- Conclusion	48
<b>Chapitre IV : Application numérique</b>	
IV.1. Introduction	49
IV.2. Description du modèle de référence	50
IV.2.1. Modèle de la structure	51
IV.2.2. Modèle du sol	51
IV.3. Prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure	52
IV.4. Analyse paramétrique	52
IV.5. Résultats de calcul et discussion	53
IV.5. 1.Variation des paramètres du sol	53
IV.5.2. Variation des paramètres de la structure	54
IV.5.3. Conclusion et perspectives	59
<b>Conclusion</b>	60
<b>Bibliographie</b>	62

# Liste des tableaux

Tableau I.1 : Echelle d'intensité et de magnitude

Tableau I.2 Coefficient d'accélération

Tableau II.1 Valeurs de  $k$  [Hardin-Black, 1968]

Tableau II.2 Valeurs caractéristiques des constantes  $a$ ,  $b$  de la déformation hyperbolique

Tableaux II.3 Valeurs caractéristiques de  $\zeta_{\max}$

Tableau 4.4 Valeurs caractéristiques des constantes  $a_1$ ,  $b_1$  de la déformation hyperbolique

Tableau III.1 Valeurs des coefficients  $K_{ii}$  et  $C_{ii}$  d'après différents modèles

Tableau IV.1 : caractéristiques mécaniques du sol et de la structure

# Liste des figures

- Figure I.1 : Localisation des épicentres de séismes recensés
- Figure I.2 : Les différentes couches de la terre
- Figure I.3 : Tectonique des plaques
- Figure I.4 : Types de failles
- Figure I.5 : Faille de San Andréas (Etat – Unis), faille de décrochement
- Figure I.6 : Localisation des séismes
- Figure I.7: Zonage du territoire National
- Figure I.8: Les séismes majeurs en ALGERIE
- Figure II.1 Loi de comportement
- Figure II.2 : Séquence de chargement idéalisée
- Figure II.3 : Courbe effort -déformation cyclique
- Figure II.4 : Chargement cyclique quelconque
- Figure II.5 Modèle de Kelvin-Voigt
- Figure II.6 Modèle non linéaire(Iwan)
- Figure II.7 Courbe contrainte-déformation
- Figure II.8 Définition de la résistance ultime en cisaillement  $\tau_{ult}$  du sol
- Figure II.9 Définition de la boucle d'hystérésis de contrainte -déformation en cisaillement
- Figure II.10 Variation de  $G$  et  $\beta$  avec la déformation
- Figure II.11 définition de la fraction d'amortissement critique  $\zeta$  du sol
- Figure II.12 Modèle hyperbolique contrainte – déformation en cisaillement de Hardin –Drnevich (1972)
- Figure II.13 Variation du module de cisaillement du sol en fonction de la déformation en cisaillement (modèle hyperbolique)
- Figure II.14 Variation de la fraction d'amortissement critique du sol en fonction de la déformation en cisaillement (Modèle hyperbolique)
- Figure III.1 : Définition du phénomène d'interaction sol- structure
- Figure III.2 : Schématisations d'interaction sol-structure.
- Figure III.3 : Effet l'interaction sol-structure
- Figure III.4 Modélisation du système sol-structure (méthode globale)
- Figure III.5 méthode de sous –structure
- Figure III.6 Méthode par un système de ressort amortis
- Figure IV.1. Modèle sans prise en compte de l'ISS.
- Figure IV.2. Modèle tenant en compte de l'ISS.
- Figure IV. 3. Influence de la vitesse des ondes de cisaillement sur la période fondamentale
- Figure IV. 4. Influence de la vitesse des ondes de cisaillement sur la période fondamentale
- Figure IV. 5. Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=4m)
- Figure IV. 6 Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=7m)
- Figure IV. 7. Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=10m)
- Figure IV. 8. Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=13m)

Figure IV.9. Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale  
( $EI=21600 \text{ KN.m}^2$ )

Figure IV.10. Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale  
( $EI=68267 \text{ KN.m}^2$ )

Figure IV.11. Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale  
( $EI=144000 \text{ KN.m}^2$ )

Figure IV.12. Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale  
( $EI=345600 \text{ KN.m}^2$ )

# RESUME

L'interaction entre la structure et le sol de fondation est un phénomène important en chargement sismique. La charge sismique sur une structure est appliquée à travers son sol de fondation sous forme d'ondes sismique. Pour déterminer cette charge pour laquelle la structure doit être conçue, la modélisation du système sol-structure nécessite la prise en compte des caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure, du sol de fondation et de l'interface entre ces deux dernières.

L'interaction sol-structure est importante pour le cas des structures telles que les grands barrages, les centrales nucléaires, les ouvrages d'art, les bâtiments de grandes hauteurs et les réservoirs de gaz naturel liquéfié, qui doivent être conçus pour résister aux séismes.

Des méthodes numériques sophistiquées, telle la méthode des éléments finis, ont été mises en œuvre pour résoudre un certain nombre de problèmes dont les problèmes sismiques. Dans ce domaine, la méthode des éléments finis permet de quantifier les phénomènes d'interaction sol-structure. Cette technique évolue rapidement avec les progrès apportés par les ordinateurs à grande capacité et grande vitesse de calcul et par les techniques d'analyse numérique.

## **Mots-clés :**

Séisme, Dynamique des sols, Interaction sol-structure, Modélisation numérique, Chargement cyclique, SAP 2000.

## **Abstract**

The interaction between the structure and the soil of foundation is an important phenomenon in seismic loading. The seismic load on a structure is applied through her soil of foundation under shape of waves seismic .To determine this load for which the structure must be conceived the modeling of soil System structures requires the hold in account of the géométrie and dynamic features of the structures, of the soil of foundation and the interface between these two last.

Soil interaction structures is important for the case of structures as the big dams, the nuclear power stations, works of art, big height buildings and reservoirs of natural gas liquefied, who must be conceived to resist earthquakes.

Of the sophisticated numeric methods, such the method of elements finished, have been put in oeuvre to solve a certain number of problems of which seismic problems. In this domain the method of éléments finished permits to quantify phenomena of interaction soil-structure. This technique evolves quickly with progress brought by computers to big capacity and speed of calculation and by techniques of numeric analysis.

### **Key-Words:**

Earthquake, Soils dynamic, Interaction soil-structure, Numerical modeling, Cyclic load, SAP 2000.

## ملخص

إن معالجة الأخطار الناجمة عن الزلزال اتجاه البناءات والهياكل المهمة دفعت إلى تطور سريع لبعض العلوم الحديثة في هذه الميدان كالهندسة الزلزالية. هذا اللفظ أو الكلمة يشمل عدة آداب وعلوم منها علم الزلزال، ديناميك التربة، وسائل القياس الزلزالي .. الخ

قوة الزلزال المؤثرة على هيكل ما تطبق على أساسه، ومنه فإن خواص كل من الهيكل-لأساس وردود الأفعال تحدد القوة التي يمكن استعمالها لتعيين الهيكل. ردود الأفعال أساس- هيكل هي ظاهرة مهمة بالنسبة لحالة القوى الناجمة عن الزلزال.

المنظومة المتكونة من الأساس و الهيكل و ردود الأفعال بينهما تكون مهمة في المنشآت الكبرى كالسدود ، ناطحات السحاب ، البنايات المخصصة للمفاعلات النووية... الخ، يجب حمايتها لمقاومة الزلازل مهما كانت المنطقة وتصنيفها. هناك عدة طرق مستعملة حالياً، كطريقة العناصر المنتهية في حل عدة مسائل زلزالية. في هذا المجال نجد طريقة العناصر المنتهية التي تسمح بتقدير وتحديد ظواهر ردود الأفعال أساس – هيكل.

كلمات – مفتاح:

زلزال ، ديناميك التربة، رد فعل تربة – هيكل ، تمثيل ، تحميل دوري، SAP 2000

# INTRODUCTION

L'interaction sol-structure est importante pour le cas des structures devant résister aux séismes telles que les grands barrages ,les centres nucléaires, les bâtiments de grande hauteur, les réservoirs de gaz naturel liquéfié...etc.

L'interaction sol-structure traduit la modification de mouvements du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature de sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation .Pour certains ouvrages fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre ,la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, on le considérant pas de isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinants, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants.

Dans le cas des structures usuelles, il est difficile de donner des indications sur l'importance de l'interaction. L'interaction est en générale d'autant plus forte que la structure est rigide et le sol déformable, d'autant faible que la structure est souple et que le sol est rigide, mais dans les deux cas elle peut s'exercer dans un sens favorable ou défavorable, elle peut occasionner des amplifications au niveau de certains degrés de liberté.

Les études faites sur le sol d'assise, en rapport avec l'importance de l'ouvrage implanté, doivent être définies ainsi que le choix final du site. Elles doivent confirmer qu'il s'agit de formations liquéfiables ou non, de remblais, de milieux non cohérents et que les modes de fondation et de la structure présentent une marge de sécurité supplémentaire.

Des nombreuses recherches en laboratoire sur le comportement des sols sous chargement cyclique permettent de leur côté, d'intégrer le sol dans les calculs parasismiques en tenant compte de son comportement non linéaire. Cependant ces méthodes de calculs n'aplanissent pas toutes les difficultés. Ainsi, l'interprétation des résultats de ce calcul exige beaucoup de précautions, car il faut garder à l'esprit les nombreuses incertitudes liées à l'évaluation des paramètres à introduire dans les calculs et à l'incidence des hypothèses simplificatrices faites sur le modèle.

L'étude menée consiste à montrer l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement

dynamique des structures. Elle se compose de certains chapitres :

Le premier chapitre de cette étude est un rappel de la sismologie, il tient compte de quelques généralités sur les séismes pour mieux comprendre le phénomène et ces effets sur le sol et la structure.

Dans le deuxième, on discute le comportement des sols sous chargement cyclique, Il comporte une description sommaire des modèles de comportement et de la méthode d'identification de leurs caractéristiques.

L'interaction sol-structure fait l'objet du troisième chapitre ; dans ce chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-structure, la formulation, la modélisation d'un problème d'interaction et les méthodes de prise en compte de ce phénomène ;

Le quatrième présente une application numérique comportant un modèle de calcul en utilisant le SAP2000 pour déterminer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement dynamique des structures.

# CHAPITRE I

## *SISMOLOGIE*

# Chapitre I : Sismologie

## **I.1. Introduction:**

Compte tenu, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il subit d'abord une déformation de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique.

Ce processus peut avoir lieu dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise en permanence à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : choc inter- plaques ou « craquements » intra- plaques.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte du mouvement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce se produira le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes de plus ou moins grandes magnitudes.

A cause des forces de frottement entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne sont pas continus et uniformes, mais se font par intermittence dégageant à chaque fois un séisme.

## **I.2. Définition :**

La sismologie est la science des tremblements de terre qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol et par extension, les signaux sismiques générés artificiellement, elle a contribué de manière vitale à la prévision des tremblements de terre, et à la compréhension de la tectonique des plaques. Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité.

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence. Pour cela il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisable par l'ingénieur.

## **I.3. Rappel de la tectonique des plaques :**

L'observation de la carte du monde donnant la localisation des séismes ressentis (fig.I.1), montre que ceux-ci sont en majeure partie, concentrés le long de lignes relativement bien définies. D'une année à l'autre, les épicentres des séismes restent localisés le long des mêmes lignes, indiquant que ceux-ci ne sont pas distribués erratiquement à la surface de la terre, mais ils sont liés à la structure du globe. Il est actuellement admis que la tectonique des plaques, permet de rendre compte correctement de ce phénomène.

# Chapitre I : Sismologie

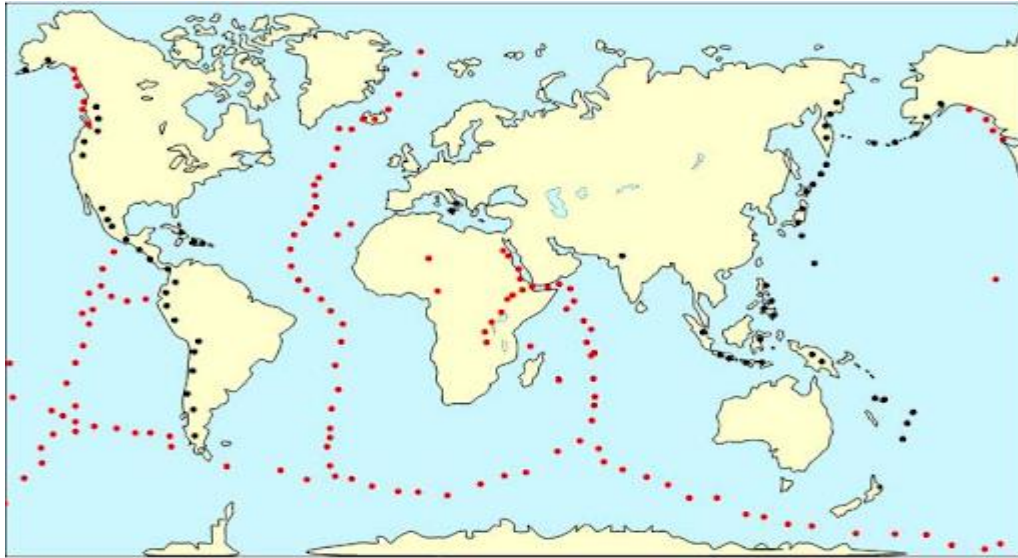


Figure I.1 : Localisation des épicentres de séismes recensés

## I.3.1. Tectonique des plaques et répartition de la sismicité :

La surface de la terre est constituée d'une douzaine de plaques tectoniques, de forme irrégulière et d'environ 100 km d'épaisseur. Il existe trois types de mouvements entre plaques : certaines s'écartent, d'autres convergent et enfin d'autres coulissent horizontalement. La plupart des séismes se produisent aux limites de ces plaques. Moins de 10% des séismes surviennent à l'intérieur même des plaques.

Les déplacements des plaques s'accommodent à l'intérieur de la lithosphère (manteau supérieur solide) par des mouvements le long des plans de failles.

Tandis que les plaques se déplacent régulièrement, de quelques millimètres à quelques centimètres par an, les failles restent bloquées durant de longues périodes, puis elles glissent brutalement rattrapant ainsi le retard accumulé et engendrant alors un séisme.

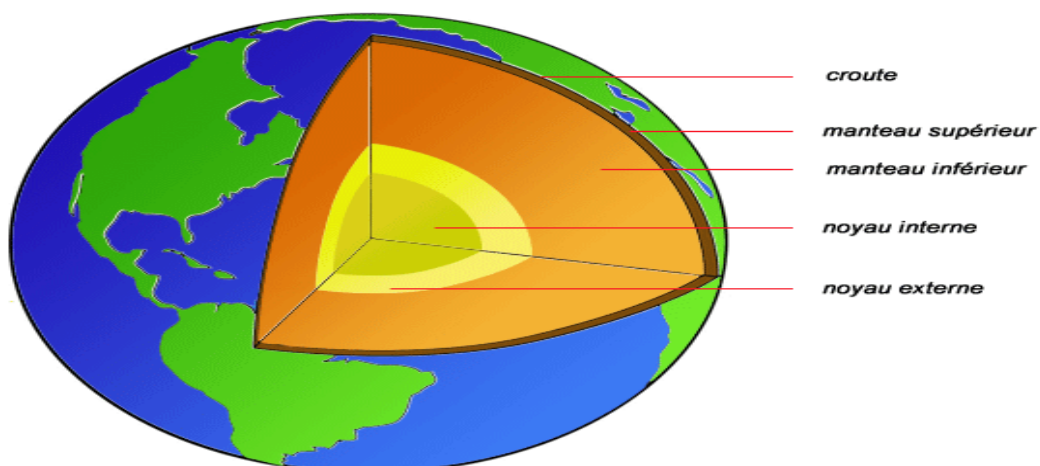


Figure I.2 : Les différentes couches de la terre

# Chapitre I : Sismologie

Les séismes, dans leur quasi-totalité, sont dus aux mouvements de ces plaques rigides à la surface de l'asthénosphère sous l'influence des courants de convection. Il existe donc des zones de divergence (dorsale ou rift), des zones de convergence (l'une des plaques disparaît sous l'autre dans une zone de subduction) qui sont à l'origine d'un grand nombre de séismes, et des zones de coulissement le long des failles (figI.3).

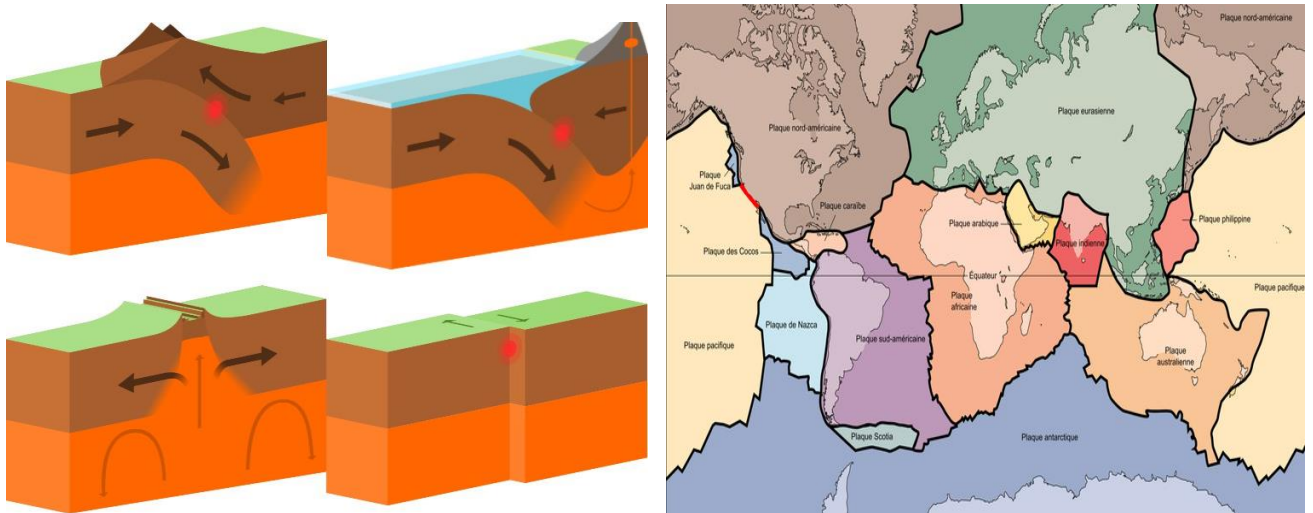


Figure I.3 : Tectonique des plaques

## I.4. Causes des séismes :

A partir, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide subit des contraintes de cisaillement, il commence d'abord à déformer de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qui a accumulé durant la déformation élastique. Ceci peut se passer dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : choc inter plaque ou « craquements » intra plaque.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte de l'ébranlement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce sera dégagée le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes plus ou moins destructeurs.

A cause des forces de friction entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs dégageant à chaque fois un séisme.

# Chapitre I : Sismologie

## I.5. Faille :

En géologie, c'est une ligne de cassure le long de laquelle un compartiment de roche, ou une section de la croûte terrestre, a été déplacé par rapport au compartiment voisin. Le mouvement responsable de cette dislocation peut être vertical ou horizontal, ou les deux à la fois (fig.I.4).

Lorsque le mouvement d'une faille est soudain et abrupt, il peut générer un grave séisme et même fissure de la surface de la terre créant une forme de relief nommé escarpement de faille.

La faille de San Andréas(fig.I.5), grande cassure de l'écorce terrestre située dans l'ouest des États-Unis. La faille traverse la Californie sur environ 970km, du golfe de Californie au sud-est jusqu'à Point Aréna au nord-ouest, sur la côte septentrionale californienne. Cette zone marque la séparation entre les plaques tectoniques de l'Amérique du Nord et du Pacifique. Des séismes se produisent le long de cette faille lorsque les contraintes accumulées dans les profondeurs de la terre se relâchent brusquement en faisant coulisser les compartiments situés de part et d'autre de la cassure.

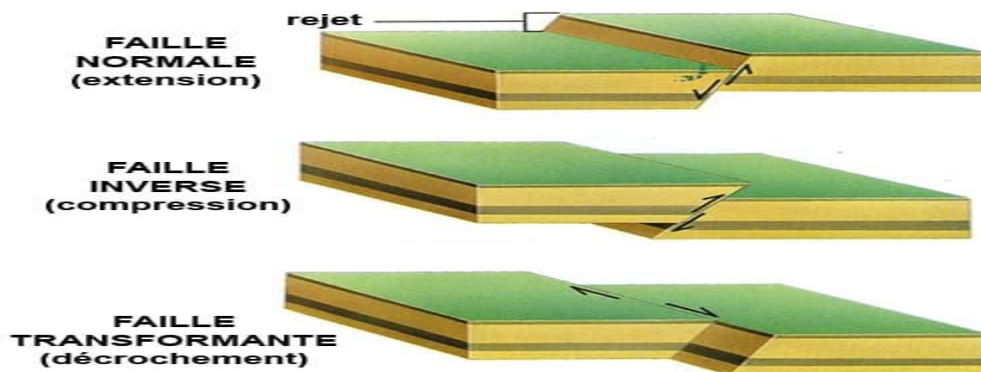


Figure I.4 : Types des failles

**I.5.1. Faille normale :** Produite par des forces de distension, elle se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre s'écartent l'un de l'autre (fig.I.4).

**I.5.2. Faille transcurrente (ou de décrochement) :** Se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre glissent l'un contre l'autre selon un mouvement principalement horizontal (fig.I.4).

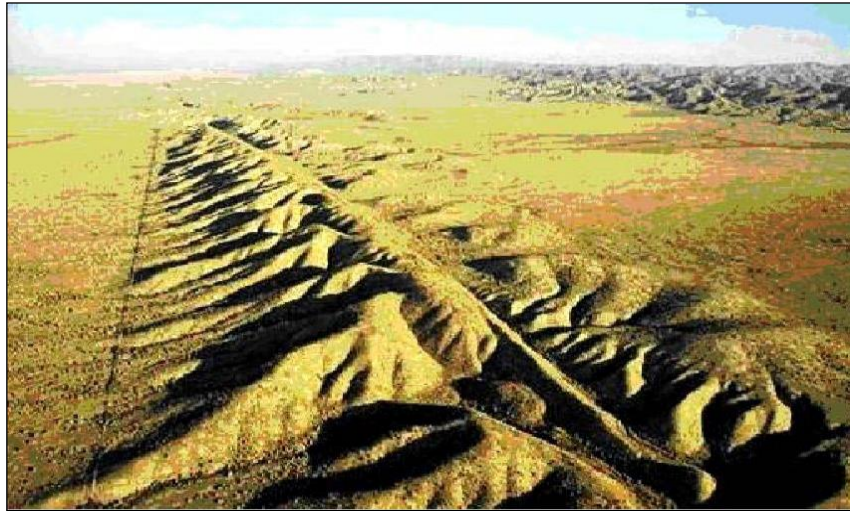


Figure I.5 : Faille de San Andréas (Etat – Unis), faille de décrochement

**I.5.3. Faille inverse :** Elle est produite par des forces qui compriment la croûte terrestre, se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre subissent tous deux une compression et que l'un des blocs chevauche l'autre (fig.I.4).

## **I.6. Caractéristiques des vibrations aléatoires générées par un séisme :**

### **1.6.1 Direction :**

Le mouvement présente simultanément des composantes verticales et horizontales qui sont indépendantes.

### **1.6.2 Durée :**

Elle est généralement comprise entre 15 et 30 s. (pour un séisme intense elle peut être de 60 à 120 s).

### **1.6.3 Fréquence :**

Le mouvement aléatoire à bande large présente une énergie prépondérante entre 1 et 35 Hz, et provoque les effets les plus destructifs entre 1 et 10 Hz.

### **1.6.4 Niveau d'accélération :**

Il n'y a pas de corrélation entre les ondes observées dans les deux directions : à un instant donné il y a indépendance des amplitudes et des fréquences.

L'accélération du sol observée pour la direction horizontale est généralement inférieure à 0,5 g (exceptionnellement supérieure à 1 g, soit  $10 \text{ m/s}^2$ ).

L'accélération dans la direction verticale a une amplitude plus faible. L'observation montre que le rapport entre les amplitudes maximales verticales et horizontales est de l'ordre de  $2/3$  (pour les fréquences supérieures à 3,5 Hz).

# Chapitre I : Sismologie

## I.7. Caractéristiques d'un séisme :

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel.

Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

- **l'accélérogramme** :  $g = f(t)$ ;
- **le spectre de réponse** : qui caractérise les effets que produit le séisme sur une structure élémentaire (système mécanique linéaire du 1er ordre).

### I.7.1 L'accélérogramme :

L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol. Ce type d'information, donné par les sismographes selon les 3 directions de l'espace, convient pour estimer le risque sismique encouru par un ouvrage hydraulique ou de génie civil, lorsqu'il s'agit d'en prouver la tenue par essais ou par calcul. L'accélérogramme est la seule information utilisable dans le cas où l'on s'intéresse à la chronologie de la réponse d'une structure à l'excitation sismique. Ceci est le cas lorsque l'on doit connaître l'évolution du déplacement relatif de différents constituants d'un équipement au cours du temps.

### I.7.2. Le spectre de réponse :

Le spectre de réponse permet de caractériser un séisme par l'effet qu'il produit sur un équipement. Pour cela, on calcule l'effet de l'accélérogramme (de l'onde sismique) sur un équipement normalisé, c'est-à-dire un système mécanique, linéaire du premier ordre ; ceci pour différentes valeurs de la fréquence de résonance et de l'amortissement.

Un système du premier ordre se caractérise par : une masse  $M$ , une élasticité  $K$  et un amortissement  $\lambda$ . Sa fréquence de résonance est :

$$F_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}}$$

La réponse maximale de ce système à l'onde sismique (accélération maximale prise par la masse) donne un point du spectre de réponse.

## I.8. Classification des séismes :

# Chapitre I : Sismologie

Au jour d'aujourd'hui, on distingue trois catégories de séismes en fonction de leur origine : tectonique, volcanique ou artificielle. Les séismes tectoniques qui sont les plus fréquents et les plus dangereux ; sont différents à prévoir.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il arrive que des secousses rares mais très destructrices se produisent dans des zones réputées tectoniquement calmes. Les séismes d'origine volcanique sont toujours annonciateurs des éruptions volcaniques. Ces tremblements de terre se manifestent lorsque le magma s'accumule dans la chambre magmatique d'un volcan. Tandis que le sommet du volcan se soulève et que les flancs s'inclinent, des ruptures dans les roches comprimées sont révélées par une multitude de microséismes

Les hommes peuvent ainsi provoquer des séismes à travers de certaines activités telles que la constitution d'énormes réserves d'eau derrière des barrages, le pompage de fluides profonds, l'extraction minière ou les explosions souterraines de bombes atomiques. De faibles séismes se produisent de temps en temps lors de l'effondrement de galeries de mines abandonnées.

On peut classer les séismes en fonction de la profondeur où ils se produisent, en trois classes :

## **I.8.1. Les séismes superficiels :**

Ils se produisent en faible profondeur, dont le foyer est relativement superficiel (moins de 100km de profondeur). Ces tremblements de terre sont rarement ressentis par les hommes et ne représentent que 5% environ de l'énergie sismique de la planète.

## **I.8.2. Les séismes intermédiaires :**

Là se dissipent environ 15% de l'énergie sismique de la Terre. Les tremblements qui en résultent, à des profondeurs superficielles ou intermédiaires (entre 100 et 300km).

## **I.8.3. Les séismes profonds :**

Ils se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700km, le point de rupture se situant à une profondeur comprise entre 300 et 645km, soit en pratique la base de l'asthénosphère. On cite les séismes associés aux zones de subduction représentent presque la moitié des séismes destructeurs de la Terre et dissipent 75% de l'énergie sismique de la planète.

## **I.9. Perception du séisme :**

# Chapitre I : Sismologie

## I.9.1. Localisation des séismes :

Les séismes prennent naissance en profondeurs en un point appelé *foyer* ou *hypocentre*. Les ondes sismiques se propagent à partir de ce point jusqu'à la surface du sol, le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son épicentre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épacentrale.

La détermination de ces positions est un problème complexe et donne des résultats plus au moins précis car la libération de l'énergie n'est pas un événement ni ponctuel, ni instantané.

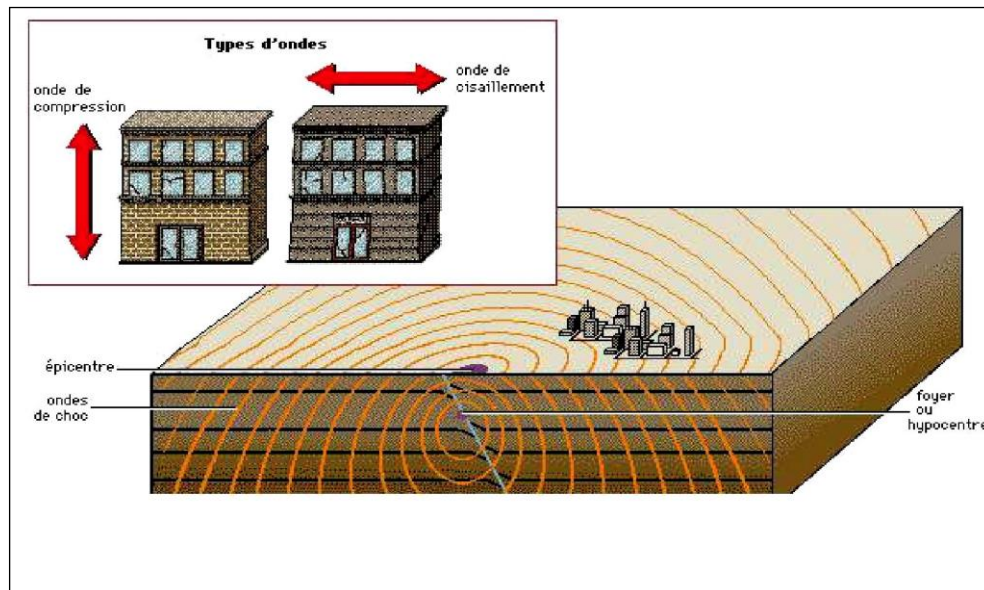


Figure I.6 : Localisation des séismes

## I.9.2. Ondes sismiques :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, *les répliques*. Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale. Six sortes d'ondes de choc sont engendrées au cours de ce processus. Deux sont classées comme ondes de volume -c'est-à-dire qu'elles se propagent à l'intérieur de la terre -et les quatre autres sont des ondes de surface.

On peut distinguer les principaux types d'ondes :

### I.9.2.1. Ondes de volume :

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux formes :

- **Ondes P** : ondes primaires ou ondes longitudinales, Ce type d'ondes font osciller les

# Chapitre I : Sismologie

ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induit donc, un mouvement vertical dans les ouvrages ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre ; elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8km/set s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

- **Ondes S** : ondes secondaires ou ondes de cisaillement, elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages

On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol

$\rho$ : Densité du milieu [ $\text{Ns}^2/\text{m}^4$ ] ;

$E$  : Module d'élasticité dynamique [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] ;

$G$  : Module de cisaillement dynamique [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] ;

$\lambda$ : Constante de Lamé ;

$\nu$ : Coefficient de Poisson ;

$$\text{On a : } \lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et : } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie de l'élasticité :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \nu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}$$

$\sigma$ : contrainte normale dans une direction ;

$\varepsilon_L, \varepsilon$ : déformations dans la même et dans la direction perpendiculaire ;

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

- Pour les ondes P (m/s) :  $V_P = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$
- Pour les ondes S :  $V = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{E}{2\rho(1+\nu)}$

La connaissance de la vitesse des ondes  $V_S$  est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols ( $E, G$ , et  $\nu$ ) nécessaires à la prise en compte de

$$\text{l'interaction sol - structure : } G = \rho V_S^2 \quad X + 2G = \rho V_P^2$$

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées dans les observatoires sismologiques du monde entier.

# Chapitre I : Sismologie

## I.9.2.2. Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface ne concernant le sol que sur une profondeur extrêmement faible; les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- **Ondes de Rayleigh** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.
- **Ondes de Love** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

Le problème de propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Il permet d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface concernant le choix du site ; le comportement du sol de fondations (glissements, tassements, liquéfaction), et l'étude de l'interaction sol – structure.

Lorsqu'une onde heurte une surface de discontinuité séparant deux milieux, il se produit des phénomènes de réflexion et de réfraction semblable à ceux rencontrés en optique.

De plus, il se produit des changements d'ondes, une onde incidente donnant en générale naissance à des ondes longitudinales P et à des ondes de cisaillement S, éventuellement à des ondes de surface.

Quand les ondes P et S atteignent la surface du sol, la plus grande part de l'énergie qu'elles transportent est réfléchi vers l'intérieure de la croûte terrestre de telle sorte que la surface est affectée presque simultanément par les ondes montantes et descendantes.

C'est pour cela qu'il se produit une amplification considérable des secousses près de la surface ; amplification d'autant plus importante que le sol est de mauvaise qualité (Alluvions).

## I.9.3. Notions d'Intensité et de Magnitude :

La question qui se pose est de savoir comment comparer les sévérités respectives des divers tremblements de terre. Vers la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, les sismologues ont cherché à décrire les séismes en définissant des caractéristiques physiques chiffrables applicables à tous les tremblements de terres.

# Chapitre I : Sismologie

## I.9.3.1. Intensité macrosismique :

Déterminée suivant les réactions humaines et les conséquences dommageables ou non sur les constructions et sur l'environnement en un endroit donné. Elle est donc variable d'un lieu à l'autre, maximale dans les régions de l'épicentre, elle décroît régulièrement sauf singularité, au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ce point.

Une décroissance rapide sera l'indice d'un foyer proche de la surface.

Elle est évaluée en comparant les effets constatés avec ceux décrits dans les échelles macrosismiques.

Une échelle d'intensité (I à XII) de Mercallia été adaptée internationalement sous le nom d'échelle macrosismique internationale d'intensité, en 1964 une échelle à été proposé :

l'échelleMSK, elle tient mieux compte des indicateurs qui peuvent être rassemblés lors des enquêtes sismiques. Une autre échelle, à été adoptée en 1992, c'est l'échelle EMS(échelle macrosismique européenne, fig.I.10) se fonde sur les effets du séisme ressenties à la surface.

## I.9.3.2. La Magnitude :

Cette notion a été introduite en 1935 par le sismologue Américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille au point de déclenchement du tremblement de terre ou foyer (dans la zone épacentrale). Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limitée supérieurement par définition au degré XII (Tab.1.10), la magnitude peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeur. La magnitude locale d'un séisme est définie par :

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$$

A : amplitude maximale mesurée en mm sur l'enregistrement d'un sismographe horizontal Wood – Anderson à une distance donnée ;

A<sub>0</sub> : amplitude de référence qui correspond à la magnitude 0 ;

Il existe une corrélation entre la magnitude et l'énergie libérée au foyer :  $\text{Log}_{10} E = 1.5M - 1.6$

## Chapitre I : Sismologie

ECHELLE D'INTENSITE DE <b>MERCALLI</b>		MAGNITUDE A L'ÉCHELLE <b>RICHTER</b>
I	Séisme perçu uniquement par quelques personnes dans des circonstances particulières; détecté seulement par des instruments très sensibles.	2
II	Perçu par quelques personnes au repos et se trouvant aux étages supérieurs; balancement d'objets suspendus.	3
III	Perçu principalement par des personnes à l'intérieur des édifices. Les automobiles stationnées peuvent bouger.	
IV	Perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par certains à l'extérieur; suffisant pour réveiller certaines personnes. Bruits de vaisselle, fenêtres et portes.	4
V	Perçu par presque tout le monde; plusieurs personnes sont réveillées. Bris de vaisselle et de fenêtres; les objets instables sont renversés.	5
VI	Perçu par tout le monde; plusieurs personnes sont effrayées et courent à l'extérieur; quelques meubles sont déplacés; quelques morceaux de plâtre tombent et quelques dommages aux cheminées. Dommages légers.	
VII	La plupart des gens paniquent et courent à l'extérieur; dommages mineurs aux constructions conçues pour les zones sismiques, de minimes à moyens chez les bonnes constructions ordinaires, importants chez les mauvaises constructions. Meubles renversés.	6
VIII	Dommages légers aux constructions conçues pour les zones sismiques, importants chez les bonnes constructions ordinaires avec des effondrements possibles, catastrophiques chez les mauvaises constructions.	7
IX	Dommages considérables aux constructions conçues pour les zones sismiques. Edifices déplacés sur leurs fondations. Fissuration du sol. Bris des canalisations souterraines.	8
X	Quelques bonnes constructions en bois et la plupart des constructions en maçonnerie sont détruites. Sol fortement fissuré. Plusieurs glissements de terrain se produisent	
XI	Très peu de constructions en maçonnerie restent debout, rails tordus; ponts détruits. Grandes fissures dans le sol.	9
XII	Destruction quasi totale. Ondulations visibles à la surface du sol. Objets projetés dans les airs.	

Tableau I.1 : Echelle d'intensité et de magnitude

### **I.9.3.3. Rapport intensité/ magnitude :**

Théoriquement il n'existe pas des relations entre l'intensité et la magnitude ; en effet l'intensité dépend de la distance du lieu considéré au foyer du séisme, de la nature du sol, du type de fondations utilisées, du type de construction et de la durée du séisme. Cependant une correspondance approximative est proposée par les sismologues.

### **I.10. Calcul Sismique des Structures :**

Pour le calcul sismique des structures l'ingénieur peut recourir à l'une des trois méthodes suivantes (RPA99) :

- **La méthode statique équivalente** qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.

- **Les méthodes dynamiques** qui comprennent :

- **La méthode modale spectrale** qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique, nécessite des combinaisons modales et directionnelles pas toujours évidentes.

- **Les méthodes d'intégration** pas à pas des équations de mouvement et qui font elles aussi appel à un accélérogramme.

- **La méthode de superposition modale** qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.

### **I.11. Risque sismique :**

#### **1.11.1. Effets et conséquences des séismes**

Les tremblements de terre engendrent assez souvent destructions d'habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages ou déclenchent de glissements de terrains catastrophiques

- **Liquéfaction :**

Les mouvements sismiques excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

# Chapitre I : Sismologie

## •Tassements des sols :

Perdre toute cohérence et se comporter comme des fluides non newtoniens. Des constructions reposant sur ce type de matériaux ont été littéralement avalés(le cas du séisme de Chlef 1980).

## • Les raz de marée :

En cas de secousses sous-marines, les rivages peuvent être affectés par un autre risque : la formation de raz-de-marée ; ceux-ci sont provoqués par l'onde de choc qui se propage à la surface des eaux marines. De véritables murs d'eau (appelés aussi Tsunami) sont projetés le long des côtes avec une telle violence que des villes entières peuvent être détruites.

### **I.11 .2. Périodes de retour et évaluation du risque:**

Pour évaluer le risque sismique associé à un site donné, il est nécessaire de connaître non seulement les caractéristiques des tremblements des sols solides qui sont possibles pour le site mais aussi la fréquence avec laquelle ces évènements sont prévisibles. Il est fréquent d'exprimer ceci par la période de retour d'un tremblement de terre d'une magnitude donnée, qui est l'intervalle de la récurrence moyenne pour des tremblements de terre de magnitude égale ou plus large.

Les grands tremblements de terre se manifestent moins fréquemment que les petits.

Les petits séismes se produisent plus fréquemment que les grands, néanmoins, ils peuvent générer des pics d'accélération du sol de magnitude similaires, mais sur une surface plus petite.

La quantification du risque sismique dans un site est donc de déterminer la probabilité d'occurrence d'une secousse tellurique comme étant le résultat de la combinaison des effets des séismes modérés fréquents survenus près du site et des séismes majeurs non fréquents ayant lieu à de grandes distances du site.

### **I .12. Classification des zones sismiques en Algérie :**

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en (zones sismicité), à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions, suivant le niveau de l'aléa. Un grand nombre de pays adoptent la représentation suivante :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable.
2. Zone 1 : Sismicité faible.
3. Zone 2 « a » et « b » : Sismicité moyenne.
4. Zone 3 : Sismicité élevée.

# Chapitre I : Sismologie

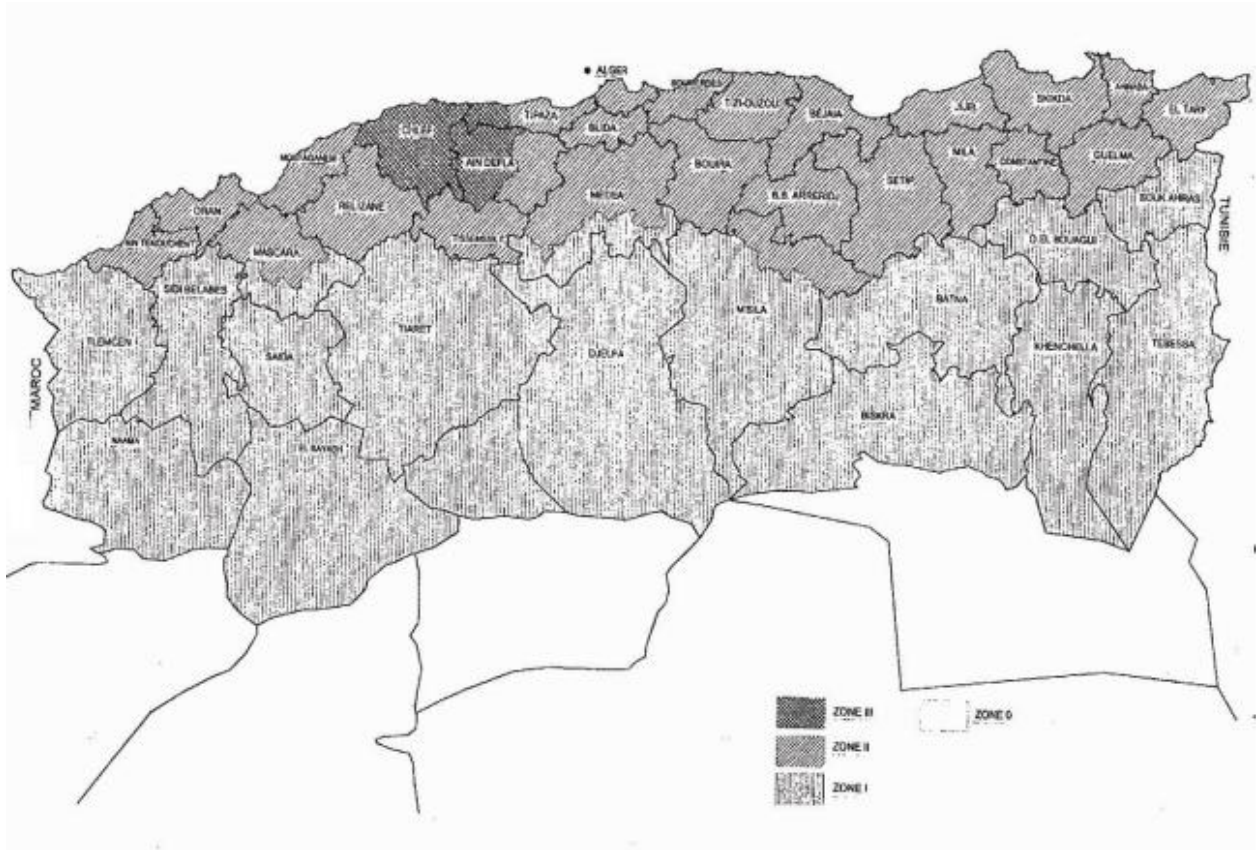


Figure I.7 : Zonage du territoire National

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité – II <sup>U</sup> nitaires
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Tableau I.2 Coefficient d'accélération

### I.13. La sismicité du passé :

La connaissance de la sismicité historique permet de répéter et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ce ci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

# Chapitre I : Sismologie

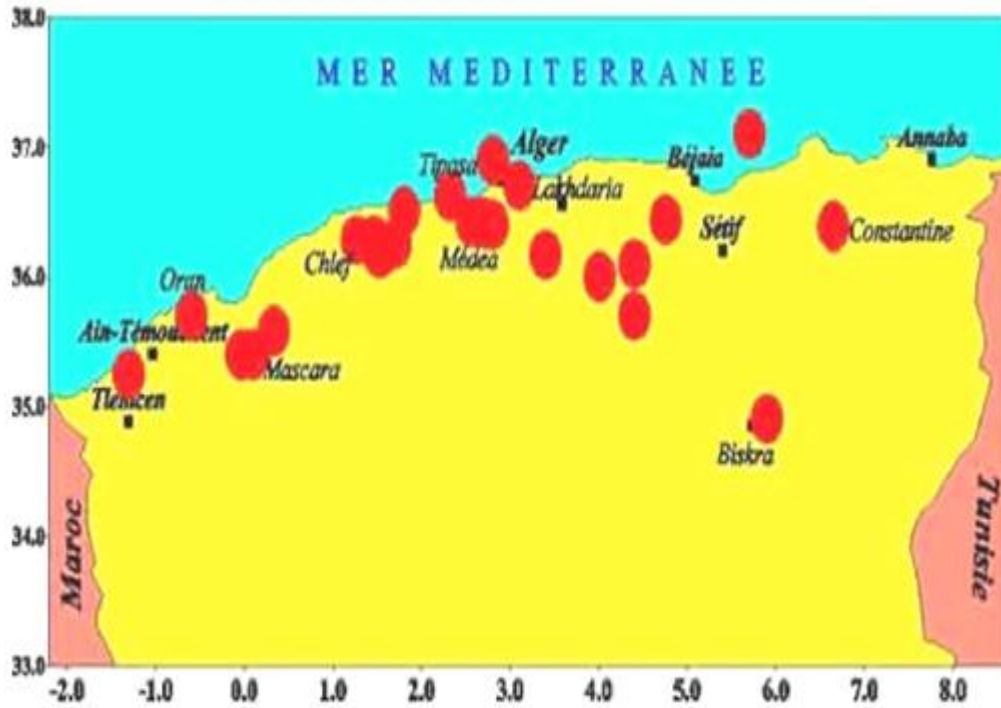


Figure I.8 : Les séismes majeurs en ALGERIE .

## I.14. Conclusion :

Ce chapitre a pour but de clarifier au lecteur comment se produire un séisme, et quels sont les risques de celui-ci sur un ouvrage, ainsi que l'importance de la micro-zonation des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception, le calcul et la réalisation de constructions parasismiques.

# CHAPITRE II

## *COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE*

# Chapitre II Comportement des sols sous chargement cyclique

## Chapitre II: Mécanisme d'interaction sismique sol-structure

### Introduction

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

Les caractéristiques géotechniques d'un site influent d'une manière importante sur le mouvement du sol point. Si les fondations reposent sur un sol meuble, elles peuvent subir des tassements et déplacements différentiels très dommageables à la superstructure. La capacité de résistance du sol et sa raideur du sol gouvernent le mouvement des fondations.

On entend généralement, improprement, par interaction sismique sol-structure (ou tout simplement interaction sol-structure) l'étude de du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendu plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut-être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage en considérant pas isolément, mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrage, centrale nucléaire, réservoir de gaz naturel liquéfié, etc.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté le nombre de chercheurs. Deux synthèses Général (Lysmer, 1978; Idriss Kennedy, 1980) ont entrepris une classification des méthodes d'étude de l'interaction sol-structure. Ces publications mettent en évidence. Le fait que l'étude des phénomènes d'interaction est essentiellement limitée au cas des problèmes linéaires. L'approche de problème purement non linéaire reste l'exception.

La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables, dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

### II. 2- Description du comportement des sols :

Une description complète du comportement du sol est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte  $\sigma$  et un champ de déformation  $\varepsilon$ . Il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte  $d\sigma$ . Cette description est obtenue à l'aide de la loi de comportement du sol.

## Chapitre II Comportement des sols sous chargement cyclique

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte  $\sigma$ , le tenseur de déformation  $\varepsilon$  et leurs incréments  $d\sigma$  et  $d\varepsilon$ . La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée, élasticité, viscoélasticité et élasto-plasticité.

Cependant, en raison de la complexité de description de ce comportement, une approche plus expérimentale et plus pragmatique est souvent employée en mécanique des sols. Cette approche est un substitut au modèle théorique que constitue la loi de comportement.

### II.2.1 - Loi de Comportement :

La détermination de la loi de Comportement se fait, dans le cas d'une théorie donnée, à partir d'un nombre de résultats expérimentaux. Le mode ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques. Ces chemins de contraintes peuvent être plus complexes que ceux ayant servi à l'établir, tels que ceux suivis in-situ lors d'un séisme.

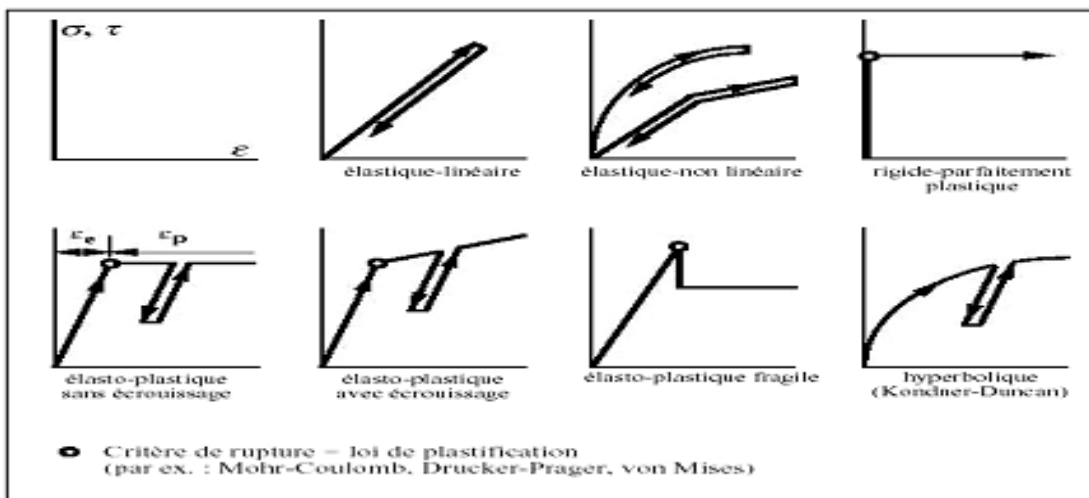


Figure II.1 Loi de comportement

Le modèle doit être formulé en contraintes effectives puisque le comportement du sol est régi par ces contraintes. Pour être totalement valable, il doit pouvoir être testé sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à l'établir. Pour cela, les moyens expérimentaux dont on dispose étant relativement limités, le modèle doit rester simple et ne pas faire intervenir un grand nombre de paramètres dont la détermination nécessiterait la mise en œuvre de l'ensemble des moyens disponibles.

La deuxième approche, plus expérimentale. Elle consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis en place un élément de sol lors de la sollicitation sismique. Ce mode de chargement est reproduit au laboratoire de façon aussi fidèle que possible, compte tenu des moyens expérimentaux qu'il est possible de concevoir.

Le comportement du sol sous ce type de chargement est alors caractérisé par une courbe ou relation effort-déformation qui est directement utilisée pour rendre compte du comportement du sol en place.

## Chapitre II Comportement des sols sous chargement cyclique

### II. 2.2. Description expérimentale :

Elle consiste à anticiper le mode de chargement au quel va être soumis, en place, un élément de sol lors de la sollicitation sismique. Le comportement du sol sous ce type de chargement est caractérisé par une courbe « effort - déformation » qui est directement utilisée, pour rendre compte du comportement du sol en place.

Par rapport à la vitesse d'application des charges, la perméabilité du sol n'est donc pas suffisante pour permettre un drainage de celui-ci. Dans ce type d'approche les contraintes sont exprimées en terme de contraintes totales - en effet le comportement des sols est régi par les contraintes effectives - la compréhension du comportement non drainé du sol réside dans la loi de comportement. Cette loi détermine la tendance à la variation du volume du sol qui se traduit, en comportement non drainé ou partiellement drainé, par une variation de la pression interstitielle, donc de la contrainte effective.

La limitation de cette deuxième approche en contraintes totales apparaît clairement dès que les conditions de drainage deviennent complexes.

On distingue dans le comportement du sol deux stades distincts :

- Le stade des déformations limitées où un état de rupture du sol n'est pas atteint : la caractérisation du sol dans ce stade permettra de procéder au dimensionnement des ouvrages lors des séismes : calcul d'interaction sol - structure par exemple.
- Le stade de la rupture, associé à la grande déformation, ce stade permet de s'assurer du non rupture des sols de fondations : liquéfaction des sables.

### II.2.3. Observations expérimentales :

Le comportement du sol sous chargement quasi statique monotone est caractérisé par :

- Un domaine de petites déformations : comportement élastique linéaire, ce domaine varie avec le chargement du fait de l'écroutissement du matériau.
- Dès que le domaine d'élasticité est franchi, il apparaît des déformations d'origine plastiques non récupérables lors d'une décharge.
- L'apparition de déformations très importantes pour certains trajets de chargement, le sol atteint alors un état de rupture.

Sous chargement cyclique (sismique par exemple) : le comportement du sol est non linéaire, hystérétique. Certaines sollicitations cycliques peuvent induire la rupture.

Il est d'usage, dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol dans les problèmes d'interaction sol - structure, de considérer le mouvement sismique à pour origine une onde de cisaillement se propage verticalement.

Dans ces conditions, un élément de sol pris à une profondeur  $h$ , initialement, sous les contraintes verticales effectives  $\sigma'_v$  et horizontale  $\sigma'_h = k \cdot \sigma'_v$  est en équilibre (fig.II.2). Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces de l'élément de sol d'une contrainte de

## Chapitre II Comportement des sols sous chargement cyclique

cisaillement  $\tau(t)$ , sous l'effet de cette contrainte l'élément subit une déformation de cisaillement simple, également appelée distorsion qui est définie par :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\Delta u}{\Delta z}$$

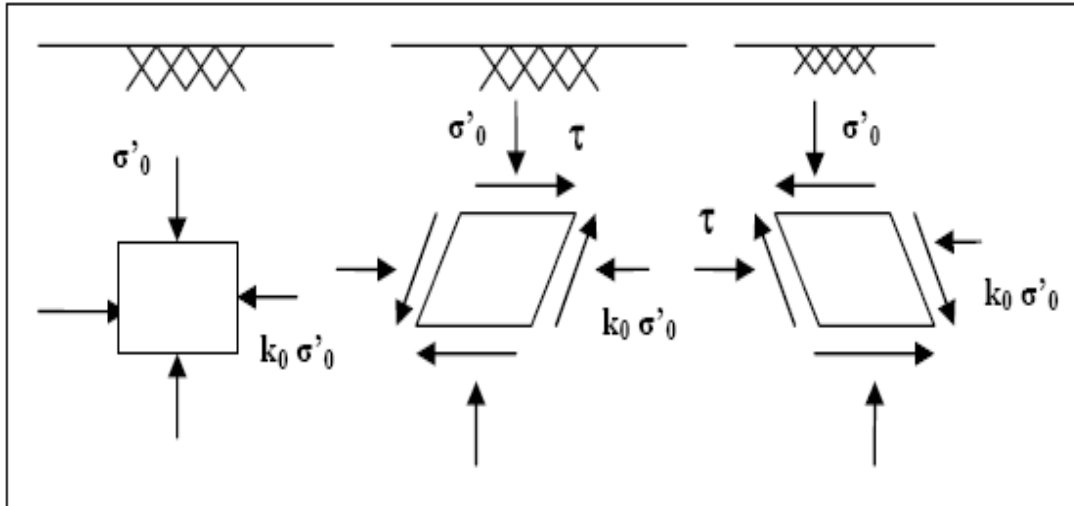


Figure II.2 : Séquence de chargement idéalisée.

## Chapitre II Interaction sol structure

L'enregistrement d'une courbe effort - déformation  $\tau = f(\gamma)$  montre que pour un cycle fermé (figure II.2) le comportement du sol, est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle.

Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres :

- Le module sécant  $G_s$  qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle.
- Le coefficient d'amortissement  $\beta$  qui est une mesure de l'aire de la boucle.

Il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

Dès que le chargement cyclique n'est pas fermé (figure II.3), le comportement devient plus complexe à décrire.

Associées à ces déformations de cisaillement, des déformations volumiques prennent place. Ces déformations irréversibles provoquent le durcissement du matériau.

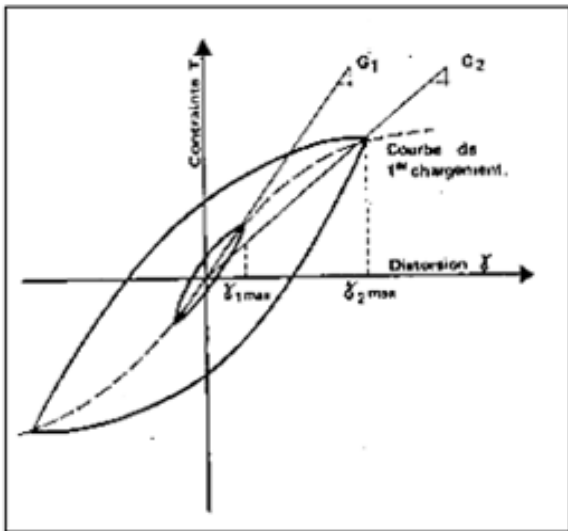


Figure II.3 : Courbe effort -déformation cyclique

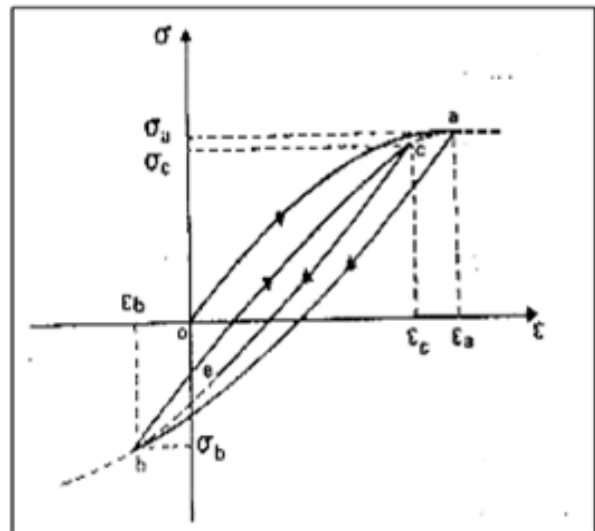


Figure II.4 : Chargement cyclique quelconque

Pour un sol peu perméable et saturé, on a noté que les déformations se produisent à volume constant, l'eau interstitielle n'ayant pas le temps de s'évacuer du squelette. La tendance à la variation de volume existe cependant, et se traduit par une augmentation de la pression interstitielle, donc par une diminution des contraintes effectives. Le comportement du sol gouverné par ces dernières, est donc affecté.

## Chapitre II Interaction sol structure

### II.3- Modèles de comportement :

La détermination de la loi de comportement se fait, dans le cas d'une théorie donnée, à partir d'un nombre de résultats expérimentaux. Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques. Ces chemins de contraintes peuvent être plus complexes que ceux ayant servi à l'établir, tels que ceux suivis in-situ lors d'un séisme.

Le modèle doit être formulé en contraintes effectives puisque le comportement du sol est régi par ces contraintes. Pour être totalement valable, il doit pouvoir être testé sous des chemins de contraintes différents de ceux ayant servi à l'établir. Pour cela, les moyens expérimentaux dont on dispose étant relativement limités, le modèle doit rester simple et ne pas faire intervenir un grand nombre de paramètres dont la détermination nécessiterait la mise en œuvre de l'ensemble des moyens disponibles.

La deuxième approche, plus expérimentale, consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis en place un élément de sol lors de la sollicitation sismique. Ce mode de chargement est reproduit au laboratoire de façon aussi fidèle que possible, compte tenu des moyens expérimentaux qu'il est possible de concevoir. Le comportement du sol sous ce type de chargement est alors caractérisé par une courbe ou relation contrainte-déformation qui est directement utilisée pour rendre compte du comportement du sol en place.

#### II.3.1. Modèle élastique linéaire :

Il ressort des constatations expérimentales que le sol ne peut être représenté par un modèle élastique, tout au moins sur une plage de déformations. L'étude du comportement du sol à l'intérieur de son domaine d'élasticité est cependant importante, car il existe une gamme de problèmes pour lesquels ce modèle est valable, c'est le cas des vibrations des massifs de machines et les sollicitations sismiques de faible amplitude.

Dans le cas d'une sollicitation unidirectionnelle, la relation contrainte-déformation se réduit à une relation proportionnalité dont la constante est un module de déformation.

Pour la sollicitation de cisaillement simple, cette relation s'écrit :

$$\tau = G \gamma \quad ( II . 1 )$$

où  $G$  : le module de cisaillement

Dans le cas du matériau isotrope, seuls deux paramètres suffisent à le définir. Il est commode en dynamique des sols de retenir le module de cisaillement  $G$  et, soit le coefficient de poisson, soit le module de compressibilité volumétrique  $K$ .

## Chapitre II Interaction sol structure

Si le matériau est linéaire élastique, les modules  $G$  et  $K$ , ou le coefficient de poisson, sont Constantes.

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \cdot K$$

Le chargement dynamique des sols peut conduire à des relations contrainte-déformation différentes de Celle du chargement statique. Mais même en chargement statique monotone, le comportement du sol est non linéaire. Il existe un domaine de faibles déformations, le Comportement du sol peut être élastique linéaire, et au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques irréversibles(plastique ou viscoplastique).

Ainsi, l'utilisation du modèle élastique linéaire ne peut être justifiée que dans le cas de faibles amplitudes de chargement. Il perd sa validité dans le cas des études à des amplitudes de chargement très élevés.

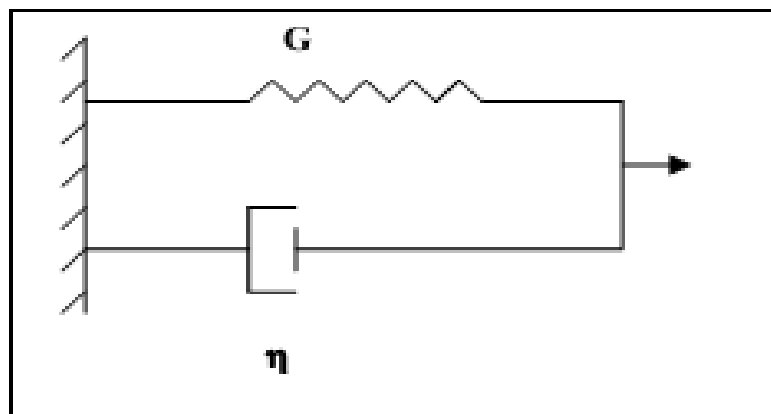
### II. 3.2- Modèles viscoélastiques linéaires équivalents :

Avant d'exposer ce type des modèles, il faut connaître certaines notions, sont fondamentales dans une notre étude.

La vibration d'un matériau est accompagnée par une perte d'énergie. L'énergie est dissipée suivant plusieurs formes d'amortissement, visqueux et d'hystérésis.

Pour ce premier type d'amortissement, l'énergie dissipée dépend de la fréquence de sollicitation. C'est en particulier le cas des modèles ou matériaux viscoélastiques. Du Point de vue rhéologique, un modèle viscoélastique linéaire peut être représenté par un ressort et un amortisseur placés en parallèle tel que le modèle de Kelvin-Voigt, qui est donné sur la figure II.5

Figure II.5 ModèledelKelvin-Voigt



Dans le deuxième type d'amortissement, l'énergie dissipée ne dépend de la fréquence de sollicitation. L'amortissement hystérésis est généré par le frottement interne des particules constituant le matériau est proportionnel au déplacement. Dans ce cas, les matériaux sont caractérisés par des non-linéarités importantes à fort niveau de déformation. L'amortissement est

## Chapitre II Interaction sol structure

attribué à des déformations plastiques au niveau des cristaux ou des grains constituant la structure. La plupart des sols appartiennent à cette catégorie.

Le comportement non linéaire du sol a été approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau mais également de la sollicitation harmonique. Il est tentant de représenter, pour un chargement harmonique, le comportement réel du sol à l'aide d'un tel modèle. Pour cela on a recours à une procédure de linéarisation qui consiste à remplacer le modèle non linéaire par un modèle linéaire équivalent ayant des propriétés dissipatives plus ou moins équivalentes à celles du matériau réel. De toute évidence, l'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau et de la sollicitation harmonique, qui est la base de la solution de beaucoup de problèmes dynamiques.

Dans la mesure où l'énergie dissipée au cours d'un cycle dépend dans le modèle viscoélastique de la fréquence de la sollicitation, ce qui n'est pas le cas pour le matériau réel, il est nécessaire de modéliser le comportement du sol comme suite :

On exécute d'abord une analyse viscoélastique linéaire avec un module de cisaillement effectif pour modéliser la rigidité effective, puis on introduit une quantité équivalence d'amortissement visqueux dans le but de modéliser la dissipation d'énergie dans le sol.

Cette approche est très utilisée pour rendre compte de façon simple du comportement des sols sous chargement cyclique. Les modèles de ce type sont employés de façon extensive dans la pratique courante. Utilisés en conjonction avec un processus itératifs permettant de choisir des valeurs du module  $G$  (module sécant) et de l'amortissement  $\beta$  compatibles avec le niveau moyen de déformation induite. Ces modèles ont par ailleurs le mérite de la simplicité, ils ne nécessitent que la mesure de trois paramètres (un de plus que le modèle élastique), module de cisaillement  $G$ , coefficient de poisson  $\nu$  et le coefficient de perte  $\eta$  (égal à  $2\beta$ ) du matériau. Le sol étant non linéaire, ces paramètres dépendent bien entendu de l'état de contrainte ou de déformation.

Le modèle viscoélastique linéaire équivalent est couramment utilisé au cas des problèmes unidimensionnels. Pour les problèmes bidimensionnels, voire tridimensionnels, la génération de

Ce modèle est difficile. La loi de comportement sous sollicitation harmonique de cisaillement s'écrit alors :

$$\tau = G^* \gamma$$

Où  $G^*$  : désigne le module de cisaillement complexe faisant intervenir le module de cisaillement  $G$  et le pourcentage d'amortissement critique équivalent  $\beta$  :

$$G^* = (1 + 2i\beta)G$$

Lysmer (1975) propose l'expression suivante :

$$G^* = G_s (1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2})$$

## Chapitre II Interaction sol structure

Où  $G_s$  : module de cisaillement réel (module sécante).

La principale limitation de ces modèles est leur incapacité à fournir des valeurs correctes des déformations ou déplacements. En particulier les déformations rémanentes calculées par ce modèle sont nécessairement nulles. Si une représentation plus fidèle du comportement du sol est nécessaire, plus particulièrement pour évaluer les déformations cycliques ou rémanentes, le recours aux modèles non linéaires est obligatoire.

### **II .3.3- Modèles non linéaires :**

Le comportement des sols est fortement non linéaire et irréversible, du moins pour de grandes amplitudes de déformations. Le comportement des sols est dit non linéaire si la courbe représentant les variations des contraintes appliquées en fonction des déformations observées n'a pas la forme de droite (figure II.6).

Pour caractériser le comportement des sols, diverses fonctions ou formulations mathématiques ont été proposées. Ces fonctions, basées sur une représentation entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations, sont effectuées dans le cadre théorique de la mécanique des milieux continus et s'appuient sur des données expérimentales habituellement obtenues à partir d'essais triaxiaux classiques.

On se limitera aux modèles les plus couramment utilisés dans la pratique, c'est-à-dire, les modèles élastiques de type hyperbolique et les modèles élastoplastiques, dont une description sommaire est donnée ci- après.

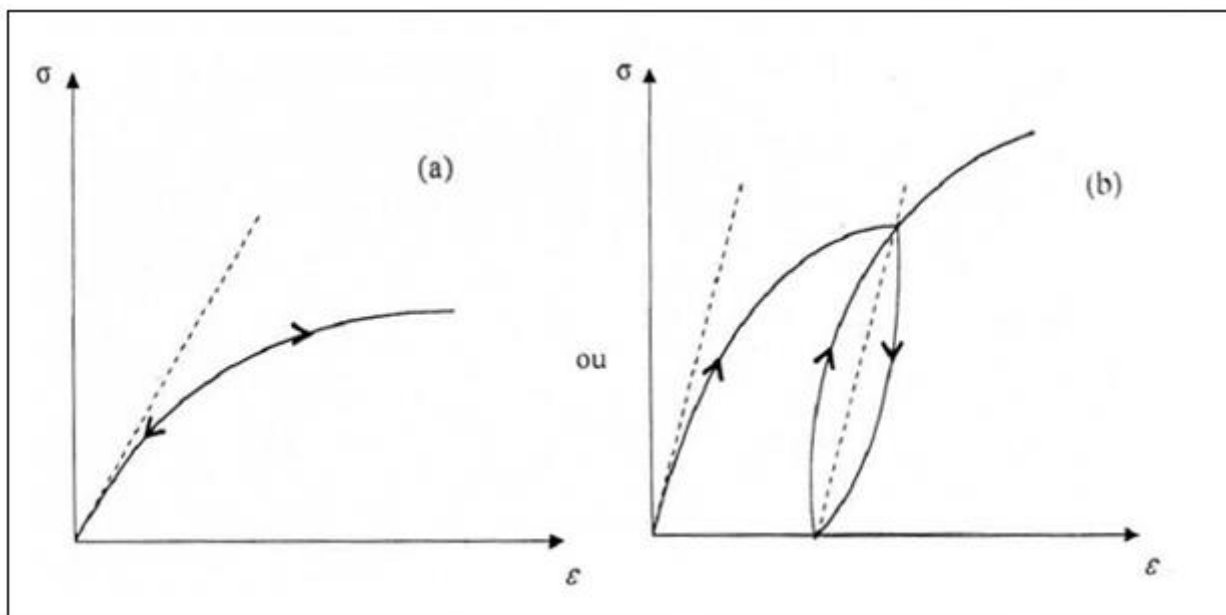


Figure II.6 Schématisation de la loi de comportement élastique non linéaire (a)  
et de la loi de comportement élastoplastiques (b)

### II .3.3.1- Modèles hyperboliques :

La formulation de la plupart de ces modèles est purement empirique à l'aide des essais relativement simple au laboratoire.

Pour caractériser le comportement du sol, diverses fonctions ou formulations mathématiques ont été proposées. Ces fonctions, basées sur une représentation entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations, sont effectuées dans le cadre théorique et s'appuient sur des données expérimentales habituellement obtenues à partir des essais monotones au laboratoire. Ces modèles sont normalement faciles à introduire des paramètres caractéristiques, qui peuvent être ajustés à l'aide des méthodes expérimentales. Ils sont applicables aux problèmes monodimensionnels.

### II .3.3.2- Modèle élastoplastique :

La plasticité des matériaux est caractérisée par l'apparition des déformations élastiques réversibles et des déformations irréversibles, qui se manifestent lorsque la contrainte atteint un certain seuil. Dans ce type de modèles, la déformation totale subie par un élément de matière est décomposée en la somme d'une déformation élastique  $\epsilon^e$  et d'une déformation plastique  $\epsilon^p$  :

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (II.2)$$

## Chapitre II Interaction sol structure

L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique représenté sur la figure II.6, permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.

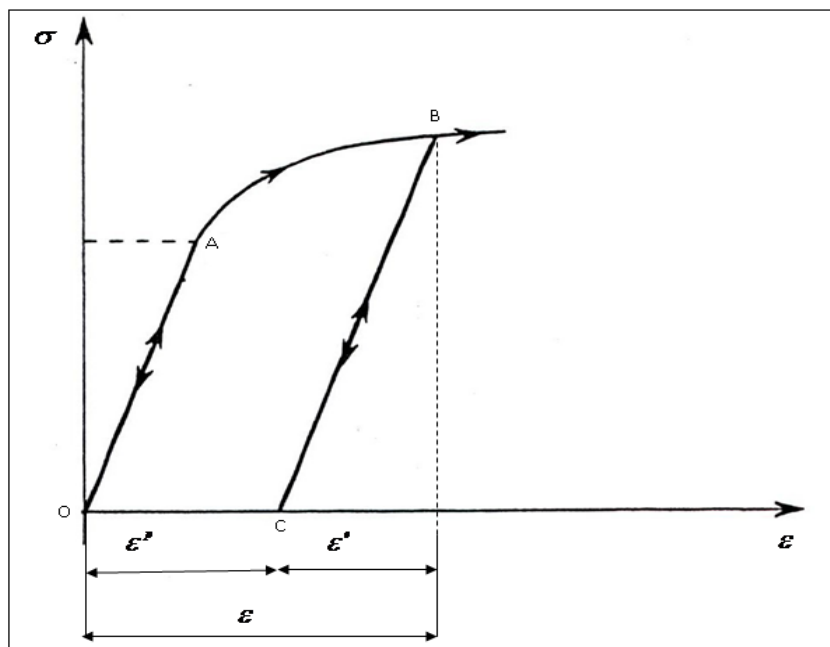


Figure II.7 Courbe contrainte-déformation.

Le comportement du matériau jusqu'au point A est élastique linéaire. En déchargeant, on revient au point de départ O, toutes les déformations sont réversibles. En continuant le chargement jusqu'au point B et on déchargeant, des déformations irréversibles apparaissent. Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastique et plastique (figure II.7). Le point A est appelé le seuil de plasticité initial.

Lors d'une recharge CB, la plastification réapparaît à partir du point de décharge B, qui définit le seuil de plasticité actuel. L'augmentation du seuil de plasticité constitue le phénomène d'écrouissage. Si le seuil actuel  $\sigma_B$  est toujours croissant, le matériau est dit écrouissable.

Les modèles fondés sur la théorie de l'élastoplasticité peuvent être de permettre un traitement des problèmes bidimensionnels et tridimensionnels, mais leurs paramètres sont souvent très difficiles à définir à l'aide des essais simples au laboratoire. Beaucoup de ces modèles sont applicables pour les chargements monotones ou pour l'études des conditions de la rupture.

## Chapitre II Interaction sol structure

### II.4- Evaluation des paramètres des sols :

#### II. 4.1- Détermination du module de cisaillement ( $G_{max}$ ) des sols :

Des études paramétriques importantes [Hardin-Drnevich, 1972 ; Seed-Idriss,1970] ont permis de mettre en évidence les paramètres principaux affectant la valeur du module de cisaillement  $G$  des sols .Ces paramètres sont :

- La compacité du sol, généralement traduite à l'aide de l'indice des vides  $e$  du matériau.

-L'état de contrainte actuel auquel est soumis le matériau.

-L'histoire des contraintes antérieures subies par le sol Cette histoireest habituellement reflétée par un seul paramètre, le rapport de sur consolidation OCR, égal un rapport de la plus grande contrainte verticale supportée par le sol dansson histoiregéologique à la contrainte verticale actuelle.

En se basant sur un grand nombre d'essais en laboratoire, la relation donnant le module de cisaillement maximum  $G_{max}$ , pour rappeler qu'il n'est applicable qu'aux faibles déformations, proposée par la plupart des auteurs pour les sols pulvérulents, est de la forme :

$$G_{max} = K \frac{P_a}{F(e)} \left[ \frac{\sigma'_m}{P_a} \right]^n \quad (II.3)$$

où  $K, n$  : des constantes dépendent du matériau .

$P_a$  : pression atmosphérique

$\sigma'_m$  : Contrainte moyenne effective

$F(e)$  : fonction dépend de l'indice des vides du sol, proposée par Hardin (1978)

a la forme :

$$F(e) = 0,3 + 0,7 e^{-2} \quad \text{avec : } 0,4 \leq e \leq 1,2 \quad (II.4)$$

Pour  $0,4 \leq e \leq 1,2$ , les constantes  $n, K$  sont respectivement voisins de 0,5 et 600. Pour les argiles, la formulation proposée diffère suivant les auteurs. Hardin et Black (1968) ont proposé d'après des essais sur des échantillons remaniés :

## Chapitre II Interaction sol structure

$$G_{\max} = K \frac{(OCR)^k}{F(e)} P_a \left[ \frac{\sigma'_m}{p_a} \right]^n \quad (II.5)$$

où les paramètres  $F(e)$ ,  $K$ ,  $n$ ,  $P_a$  et  $\sigma'_m$  ont les mêmes définitions et valeurs que dans l'équation précédente II.5.

**OCR** : rapport de surconsolidation

**k** : exposant qui dépend de l'indice de plasticité du sol  $I_p$ . Les valeurs proposées sont rassemblées dans le tableau II.1.

Indice de plasticité du sol $I_p$	Valeur de $k$
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
$\geq 100$	0.50

Tableau II.1 Valeurs de  $k$  [Hardin-Black, 1968]

### II.4 .2-Détermination de la résistance ultime en cisaillement ( $\tau_{ult}$ ) des sols :

Il faut connaître la résistance ultime en cisaillement du sol  $\tau_{ult}$ , afin d'estimer la déformation unitaire de référence  $\gamma_r$ . La figure II.8 montre un élément de sol soumis simultanément à une contrainte effective verticale  $\sigma'_0$  et à une contrainte effective horizontale  $K_0 \sigma'_0$  où  $K_0$  représente le coefficient de poussée des terres au repos.

La résistance ultime en cisaillement de cet élément de sol  $\tau_{ult}$  s'établit par l'intersection entre le cercle de Mohr correspondant à l'état de contrainte relatif et la droite de rupture de critère de Mohr-Coulomb, comme l'illustre aussi la figure II.8.

Par géométrie, on peut déduire une expression pour la résistance ultime en cisaillement  $\tau_{ult}$  du sol.

## Chapitre II Interaction sol structure

$$\tau_{ult} = \left\{ \left[ \frac{1}{2} (1 + K_0) \sigma'_0 \sin \phi' + c' \cos \phi' \right]^2 - \left[ \frac{1}{2} (1 - K_0) \sigma'_0 \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (II.6)$$

où  $c'$ : cohésion effective du sol.

$K_0$  coefficient des terre au repos

$\phi'$ : angle de frottement effectif du sol.

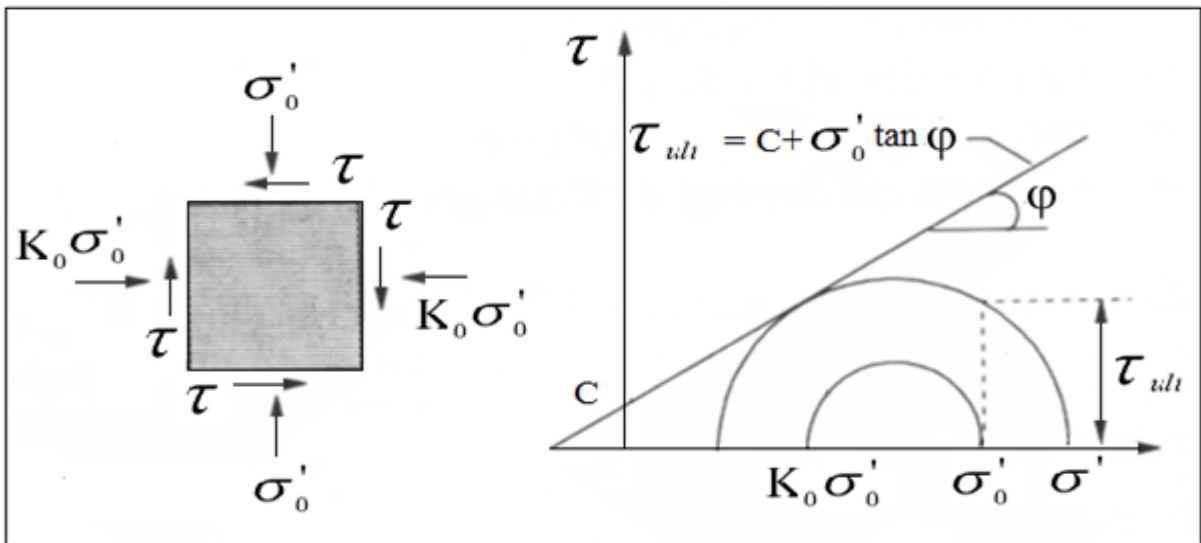


Figure II.8 Définition de la résistance ultime en cisaillement  $\tau_{ult}$  du sol .

### II.4.3- Détermination de l'amortissement des sols :

Comme indiqué précédemment, on mesure les caractéristiques du matériau en essayant de reproduire au laboratoire, de la façon la plus fidèle ce mode de sollicitation qui est uniaxial.

Dans une analyse linéaire équivalente, on doit tenir compte d'un troisième paramètre, le coefficient d'amortissement équivalent du sol. L'enregistrement d'une courbe contrainte-déformation en cisaillement  $\tau = f(\gamma)$  est reproduit à la figure II.9 pour un cycle de contraintes fermé.

Sous chargement cyclique, la figure II.9 montre que, pour un cycle fermé de chargement le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle. Plus cette dernière est grande, plus l'aire de la boucle est importante et plus celle-ci est inclinée sur l'horizontale.

## Chapitre II Interaction sol structure

Par ailleurs, on constate expérimentalement que la forme de la boucle d'hystérésis n'est pas affectée par la vitesse d'application de la sollicitation.

Les boucles d'hystérésis sous chargement cyclique présentent des extrémités pointues et, si l'effort appliqué redevient nul, il subsiste dans le matériau une déformation permanente. Les extrémités des boucles, correspondant à des cycles d'amplitudes différentes, sont situés sur la courbe de premier chargement passant par l'origine. Il est commode de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres :

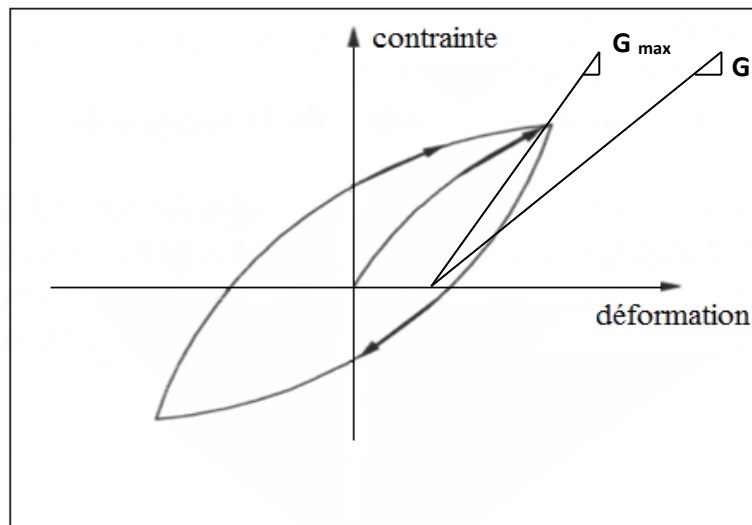


Figure II.9 Définition de la boucle d'hystérésis de contrainte -déformation en cisaillement.

- Le module sécant  $G_s$ , qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle ou l'origine à une extrémité
- Le coefficient d'amortissement  $\beta$ , sur lequel on reviendra au paragraphe suivant, qui est une mesure de l'aire de la boucle. Il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

La dépendance de ces deux paramètres sur la déformation est alors mise en évidence sur la figure II.10. La valeur maximale  $G_{max}$  du module est la pente de la tangente à l'origine à la courbe de premier chargement. Ils dépendent bien entendu l'état de contrainte ou déformation.

## Chapitre II Interaction sol structure

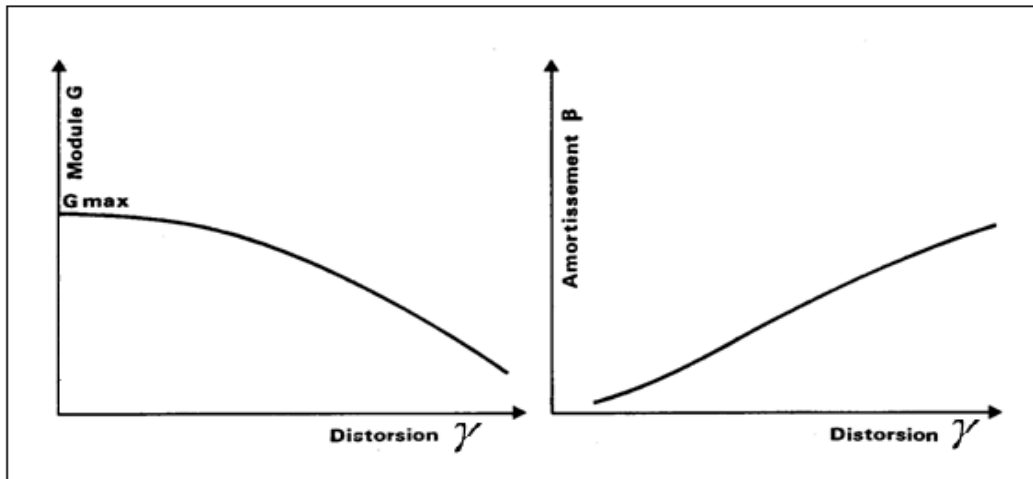


Figure II.10 Variation de G et  $\beta$  avec la déformation

Ainsi, l'apparition d'une boucle d'hystérésis en cisaillement pour un sol au cours d'un cycle fermé de chargement met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau. Deux paramètres peuvent être utilisés pour caractériser l'amortissement d'un matériau, l'énergie dissipée par cycle dans l'élément et le rapport de cette énergie à une énergie de référence.

Dans la pratique, on préfère exprimer l'amortissement matériel à l'aide d'une grandeur adimensionnelle obtenue en nomant l'énergie dissipée par une énergie élastique de référence. Cependant, en raison de la complexité des mécanismes gouvernant l'amortissement matériel. D'autres coefficients permettent de définir de façon adimensionnelle ce type d'amortissement.

Parmi ceux-ci, le coefficient de perte (égal à  $2\beta$ ), noté  $\eta$ , qui est par définition égal au rapport de l'énergie dissipée au cours d'un cycle à  $2\pi$  fois l'énergie élastique emmagasinée.

Il peut introduire la notion de pourcentage d'amortissement critique équivalent  $\zeta$ . En se reportant à la figure II.11, la fraction d'amortissement critique  $\zeta$  s'obtient par la forme suivante :

$$\zeta = \frac{A_1}{4\pi A_2} \quad (II.7)$$

où  $A_1$  : aire totale de la boucle

$A_2$  : aire de triangle oag

## Chapitre II Interaction sol structure

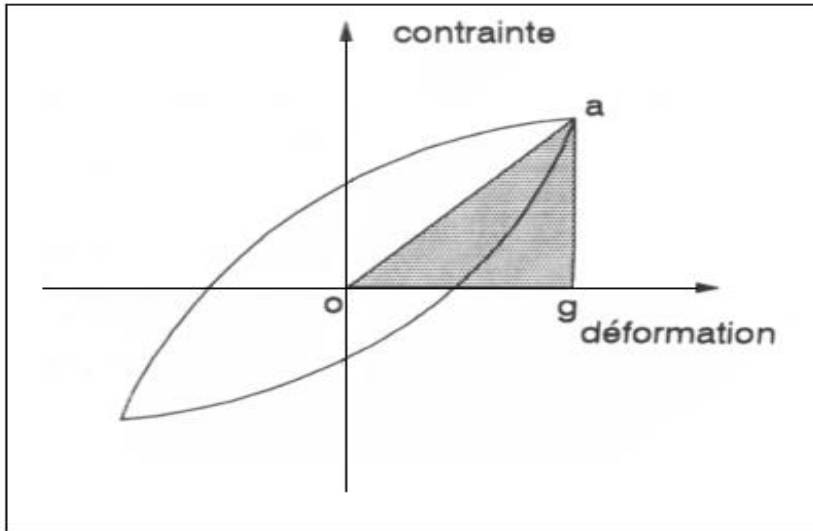


Figure II.11 définition de la fraction d'amortissement critique  $\zeta$  du sol .

En pratique, à cause principalement du temps de calcul, on utilise très souvent l'analyse linéaire avec une rigidité effective et amortissement visqueux équivalent, à savoir quel module de cisaillement et quel coefficient d'amortissement doit on utiliser pour chaque un sol avec l'analyse linéaire équivalente. On remarque que le module de cisaillement  $G$  du sol (représenté par une sécante à la figure II.11) diminue avec l'amplitude de déformation en cisaillement. En se basant sur des résultats expérimentaux, Hardin-Drnevich(1972) ont conclu qu'on peut représenter l'enveloppe du diagramme contrainte-déformation en cisaillement  $(\tau, \gamma)$  pour tous les sols par une relation ou modèle hyperbolique (figure II.12).

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{ult}}} \quad (II.8)$$

Où  $G_{\max}$ : module de cisaillement maximum du sol correspondant à une déformation de référence en cisaillement très faible (correspondant au comportement élastique)

$\tau_{ult}$  : Contrainte ultime de rupture en cisaillement du sol

## Chapitre II Interaction sol structure

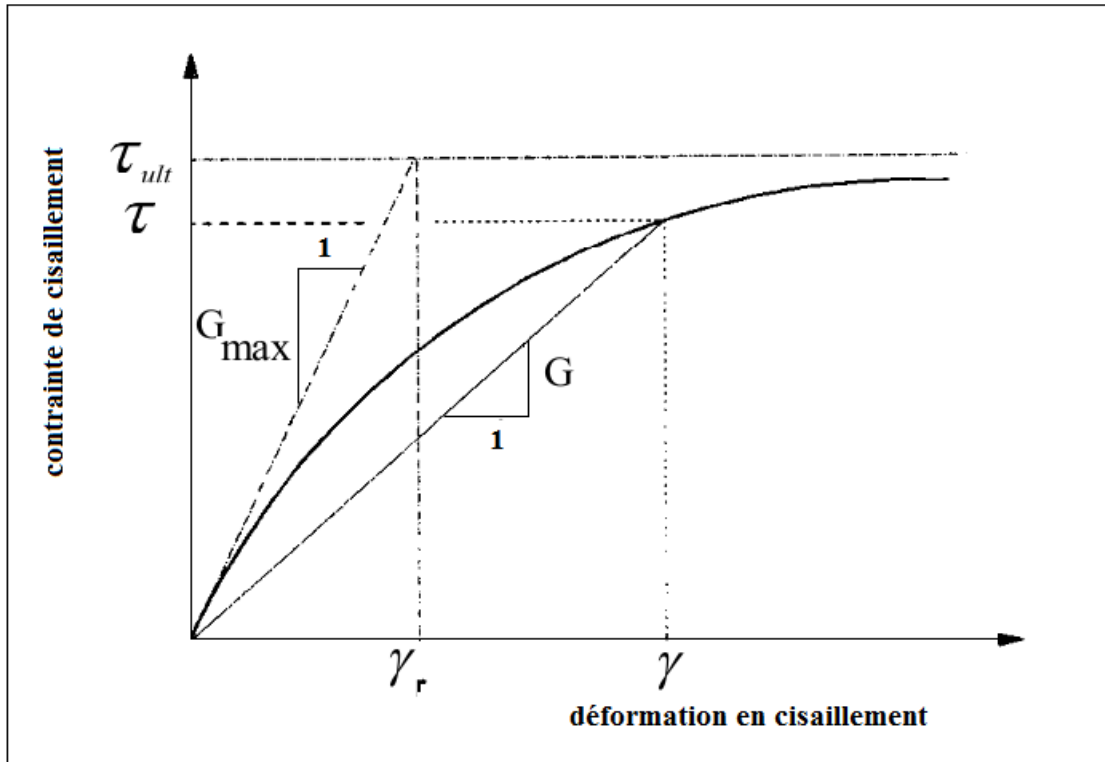


Figure II.12 Modèle hyperbolique contrainte – déformation en cisaillement  
de Hardin –Drnevich (1972)

En divisant l'équation II.8 par  $\gamma$ , on peut exprimer le modèle de cisaillement du sol  $G$  en fonction de la déformation en cisaillement  $\gamma$

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (II.9)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ult}}{G_{max}} : \text{Déformation de référence} \quad (II.10)$$

La figure II.13 montre la variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour ce modèle hyperbolique. En réalité, un sol n'obéit pas exactement à la loi hyperbolique donnée par l'équation II.9. Afin de mieux représenter les résultats expérimentaux,

on écrit l'équation II.9 en fonction d'une déformation hyperbolique  $\gamma_h$ :

## Chapitre II Interaction sol structure

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \gamma h} \quad (\text{II.11})$$

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[ 1 + a e^{-b \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \right]$$

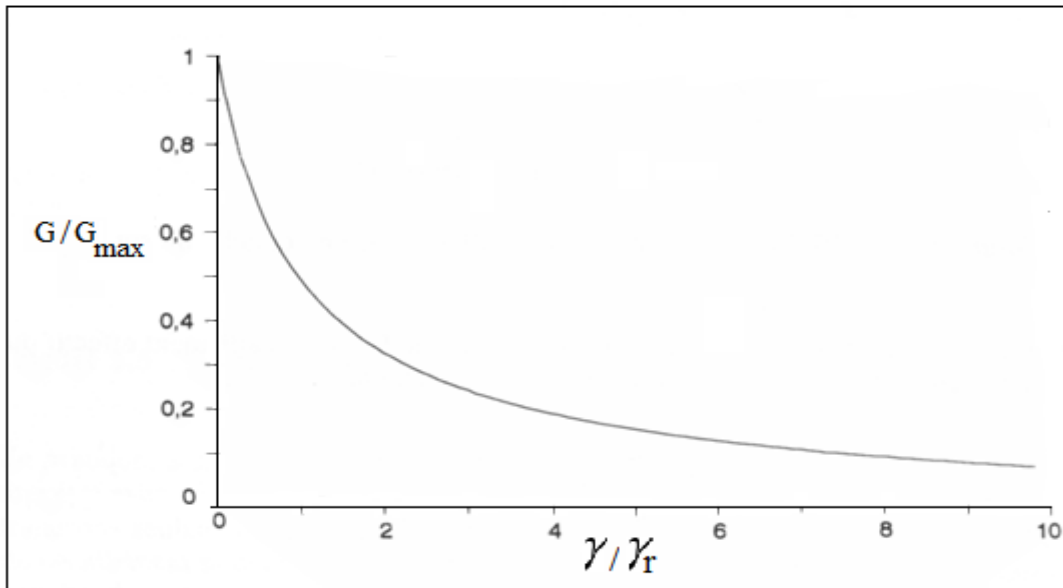


Figure II.13 Variation du module de cisaillement du sol en fonction de la déformation en cisaillement (modèle hyperbolique)

Dans cette équation, on obtient expérimentalement les constantes empiriques  $a$  et  $b$  pour différents types de sol. On présente des valeurs numériques de ces constantes au tableau II.2.

Type de sol	Valeur de $a$	Valeur de $b$
Sable sec et propre	-0.5	0.16
Sable propre saturé	$-0.2 \log N$	0.16
Argile saturée	$1+0.25 \log N$	1.3
N est égal au nombre de cycles de chargement		

## Chapitre II Interaction sol structure

Tableau II.2 Valeurs caractéristiques des constantes a, b de la déformation hyperbolique.

Hardin-Drnevich (1972) ont présenté l'équation suivante reliant le pourcentage d'amortissement critique et le module de cisaillement

$$\zeta = \zeta_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}}\right) \quad (\text{II.12})$$

où  $\zeta_{\max}$  : fraction d'amortissement critique maximale qui se produit lorsque  $G=0$

On montre des valeurs représentatives de  $\zeta_{\max}$  au tableau II.3.

Type de sol	$\zeta_{\max}$ (%)
Sable sec et propre	$0.01(33-1.5 \log N)$
Sable propre et saturé	$0.01(28-1.5 \log N)$
Argile saturée	$0.01(31- (3+0.03f) \sigma_m'^{0.5} + 1.5f^{0.5}-1.5 \log N)$
N: nombre de cycles de chargement	
$\sigma_m'$ : contrainte moyenne effective ( Kg/cm <sup>2</sup> )	
f : fréquence moyenne du chargement ( Hz)	

Tableaux II.3 Valeurs caractéristiques de  $\zeta_{\max}$

En combinant les équations II.12.et II.10,on peut écrire directement la variation de la fraction d'amortissement critique en fonction de la déformation en cisaillement.

## Chapitre II Interaction sol structure

$$\frac{\zeta}{\zeta_{\max}} = \frac{\gamma}{\gamma_{\Gamma} \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_{\Gamma}}\right)} \quad (II.13)$$

La figure II.14 illustre cette relation. Encore une fois, pour mieux représenter le comportement réel du sol, on exprime la variation de l'amortissement critique en fonction d'une déformation hyperbolique en cisaillement  $\gamma_h$ .

$$\frac{\zeta}{\zeta_{\max}} = \frac{\gamma_h}{(1 + \gamma_h)}$$

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_{\Gamma}} \left[ 1 + a_1 e^{-b_1 \left(\frac{\gamma}{\gamma_{\Gamma}}\right)} \right] \quad (4.14)$$

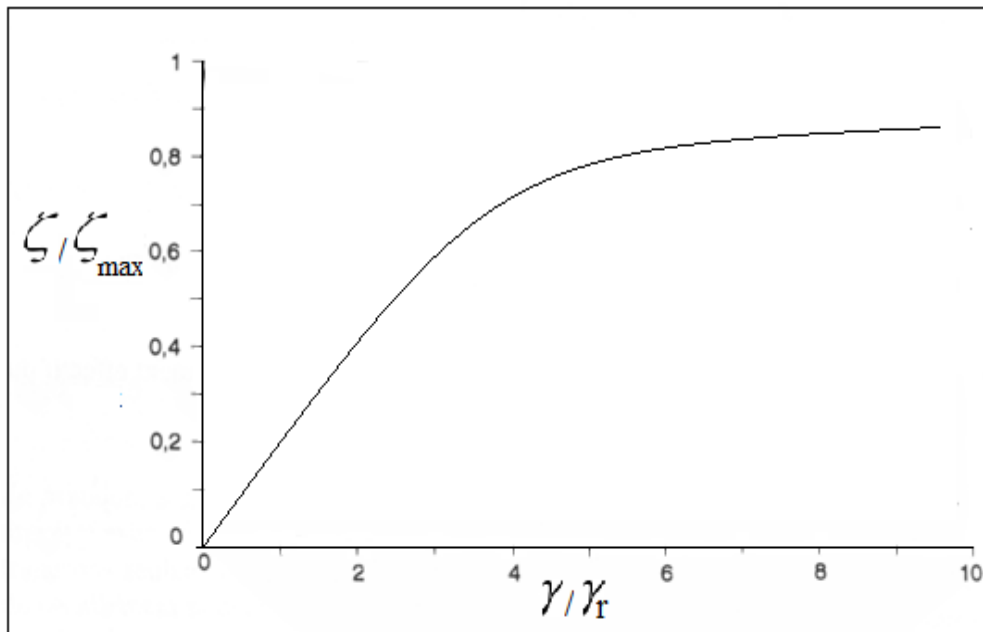


Figure II.14 Variation de la fraction d'amortissement critique du sol en fonction de la déformation en cisaillement ( Modèle hyperbolique )

Dans cette équation, on obtient expérimentalement les constantes  $a_1$  et  $b_1$  pour différents types de sol. Le tableau II.4 montre des valeurs numériques représentatives pour ces constantes.

## Chapitre II Interaction sol structure

Type de sol	Valeur de $a_1$	Valeur de $b_1$
Sable sec et propre	$0.6N^{-1/6}-1$	$1-N^{-1/2}$
Sable propre saturé	$0.54N^{-1/6}-0.9$	$0.65-0.65N^{-1/2}$
Argile saturée	$1+0.2f^{1/2}$	$0.2f e^{-\sigma'_m} + 2.25 \sigma'_m + 0.3 \log N$
N : nombre de cycles de chargement		
$\sigma'_m$ : contrainte moyenne effective ( Kg/ cm <sup>2</sup> )		
$f$ : fréquence moyenne du chargement ( Hz )		

Tableau II.4 Valeurs caractéristiques des constantes  $a_1$ ,  $b_1$  de la déformation hyperbolique.

### II. 5- Estimation des paramètres physiques du sol :

Pour chaque couche homogène du sol, on doit estimer les paramètres physiques suivants :

- Le module de cisaillement maximum  $G_{\max}$
- La fraction d'amortissement critique maximum  $\zeta_{\max}$
- La résistance ultime en cisaillement  $\tau_{ult}$
- La densité (masse volumique)  $\rho$
- Les paramètres de correction  $a$ ,  $b$ ,  $a_1$  et  $b_1$  de la déformation hyperbolique

### Conclusion

S'il est certain que les modes de comportement des sols tel que ceux présentés dans ce chapitre représenté un progrès fondamental dans l'appréhension du comportement des sols sous chargement monotone et cyclique, leur mise en œuvre pour l'application pratiques reste dextrement limité .

# CHAPITRE III

*INTERACTION*

*SOL-STRUCTURE*

# Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

## III.1 - introduction

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

Les caractéristiques géotechniques d'un site influent d'une manière importante sur le mouvement du sol. Si les fondations reposent sur un sol meuble, elles peuvent subir des tassements et déplacements différentiels très dommageables aux superstructures. La capacité de résistance du sol et sa raideur notamment, gouvernent le mouvement des fondations.

La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact sol/structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

## III.2 -L'importance du problème d'interaction sol-structure

L'importance de la nature du sol, sur la réponse sismique des structures a été relevée à l'occasion des tremblements de terre qui ont pu donner lieu à des enregistrements. En effet, lorsqu'une structure est sujette à l'action d'un tremblement de terre, elle répond en se déformant. Les réactions exercées sur la zone de contact entre la fondation et le sol, dues à la déformation de la structure modifie à son tour la réponse du sol. Cette déformation du sol au niveau de la fondation affecte également les mouvements de la structure. Nous appelons ce phénomène " L'interaction entre la structure, le sol et le séisme".

L'interaction entre La structure et le sol de fondation est un phénomène important en chargement sismique. la charge sismique sur une structure et appliquée à travers son sol de fondation sous forme d'ondes. Pour déterminer cette charge pour laquelle la structure doit être conçue, la modélisation du système sol-structure que nécessite la prise en compte des caractéristiques géométriques et dynamique de la structure, du sol de fondation et de l'interface entre ces deux dernières.

L'interaction entre le sol et la structure est importante pour le cas des structures telles que les barrages, les ouvrages d'art, les bâtiments de grandes hauteurs, les réacteurs nucléaires et les réservoirs de gaz naturel liquéfié(GNL),qui doivent être conçus pour résister aux séisme.

L'énergie de vibration impartie sur la structure par le séisme est partiellement dissipée à travers la masse infinie de la fondation rocheuse et à travers la dimension latérale du sol ou formations

## Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

rocheuses. Selon les caractéristiques relatives du système sur structure cette perte d'énergie pourrait devenir important pour la charge sismique décisive.

### III.3- Formulation mathématiques d'un problème(Iss)

Le mouvement sismique peut être modifié par présence de la structure et aussi par la nature du sol. Cette modification peut aller soit dans le sens d'une atténuation, soit dans le sens d'une amplification. Du fait de manque de données valables concernant les problèmes de l'interaction sol-structure, les règlements parasismiques offrent peu d'indications pour l'évaluation des effets de sol sur la réponse sismique des structures tels que les centrales nucléaires, et la possibilité de calculs numérique offerte par l'ordinateur, aient conduis depuis des dizaines d'années à un développement considérable de génie sismique appliquée en génie civil. Les résultats de ces recherches n'ont pas encore apporté des grandes modifications aux règlements parasismiques en vigueur.

Les propriétés complexe de sol, la géométrie de la Fondation est la nature complexe de l'accélérogramme du séisme rendent le problème de l'interaction extrêmement complexe

une analyse complète d'interaction doit prendre en compte :

- \* la variation des caractéristiques de sol avec la profondeur ;
- \* le comportement non linéaire du sol point ;
- \* le caractère bidimensionnel au crédit mensuel de problème ;
- \* la propagation des ondes qui engendre le mouvement ;
- \* l'interaction avec les structures avoisinantes ;

En l'état actuel des connaissances, des simplifications doit être effectuée pour permettre le traitement des problèmes ; elles concernent la schématisation du sol de fondation et la nature des ondes incidentes (onde planes, de cisaillement, de compression, etc.).

Avant d'examiner les différentes méthodes de la prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité de problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. On essaiera cependant dans la suite de chapitres d'indiquer les étapes susceptibles d'un traitement analytique ou celles permettant le recours à des solutions existantes.

Les équations de mouvement sont obtenues par référence à la figure 3.1 qui schématise un ensemble.

En désignant par  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  les matrices de masse, amortissement et raideur du système l'équation de mouvement s'écrit :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{Q_f\} \quad (2.1)$$

# Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

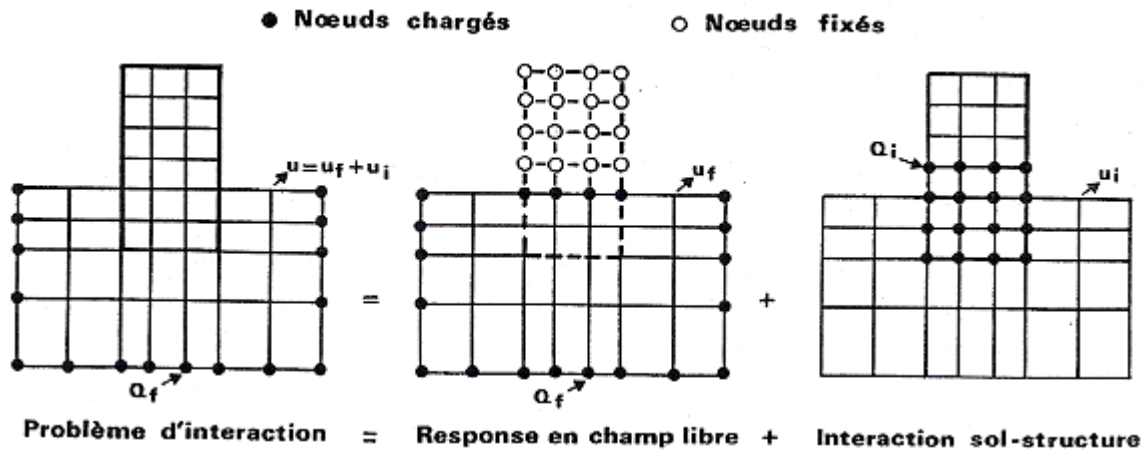


Figure 1 Figure théorie de superposition pour l'interaction sol structure

Ou  $\{\ddot{u}\}$  : vecteur d'accélération

$\{\dot{u}\}$  : Vecteur de vitesse

$\{u\}$  : vecteur de déplacement

$\{Q_f\}$  : vecteur de charge ce vecteur n'a de valeur non nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

En l'absence structure en l'absence de structure application de mouvement du champ est libre et analogue de par sa forme indication 3.1 GMF désignant les matrices masse amortissement et les deux relative de seul champ libre cette équation s'écrit :

$$[M_f] \{\ddot{u}_f\} + [C_f] \{\dot{u}_f\} + [K_f] \{u_f\} = \{Q_f\} \quad (3.2)$$

En faisant certaines hypothèse le déplacement total pour le problème d'interaction est donné par les par l'expression suivante. Les cassions 2.3 définit le déplacement d'interaction qui satisfait l'équation suivante :

$$\{u\} = u_i + \{u_f\} \quad (2.3)$$

L'équation 2.3 définit le déplacement d'interaction  $\{u_f\}$  qui satisfait l'équation suivante :

$$[M] \{\ddot{u}_i\} + [C] \{\dot{u}_i\} + [K] \{u_i\} = \{Q_i\} \quad (2.4)$$

## Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

Avec

$$\{Q_i\} = [ [M] - [M_f] ] \{\ddot{u}_f\} + [ [C] - [C_f] ] \{\dot{u}_f\} + [ [K] - [K_f] ] \{u_f\} \quad (2.5)$$

Le vecteur charge est déterminé à partir déplacement un champ libre. Pour les systèmes linéaires on a alors. le théorème de superposition illustrer sur la figure 2.1 L 1978 le problème d'interaction et décomposer en la somme d'un problème de la réponse du sol agent libre équitation 2.2 et d'un problème source et cassions 2.4 les forces appliquées non de composante non nul Q au nom commun à la structure et au sol

Le vecteur de charge  $\{Q_i\}$  est déterminé à partir déplacements en champ libre pour les systèmes linéaires, on a alors le théorème de superposition sur la figure 2.1(Lysmer,1978). Le problème d'interaction et décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre (équation 2.2). et d'un problème source (équation 2.4) où les forces les forces appliquées  $\{Q_i\}$  n'ont de composantes non nulles qu'aux nœuds commun à la structure et au sol.

L'équation 2.5 met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure .En supprimant pour simplifier le terme d'amortissement de cette équation et restreignons le problème à celui d'une structure posée à la surface du sol est soumise à la propagation verticale d'onde de volume( cisaillement ou compression). Dans ces conditions en champ libre tous les points de la surface du sol sont animés d'un même mouvement. Si la fondation est infiniment rigide, le dernier terme de l'équation 2.5 s'annule ; le vecteur de charge  $\{Q_i\}$  sur réduit à :

$$\{Q_i\} = [ [M] - [M_f] ] \{\ddot{u}_f\} \quad (2.6)$$

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

A l'opposé, considérons une structure enterrée dans la masse est nul hors du sol est égal( en valeur et répartition) a celle du sol pour la partie en terre. Les forces  $\{Q_i\}$  on alors pour expressions suivantes.

$$\{Q_i\} = [ [K] - [K_f] ] \{u_f\} \quad (2.7)$$

Elle ne résulte que de la différence de raideur pour la partie entière entre le sol et la structure même sans différence de masse, il y a interaction ; on lui donne le nom d'interaction cinématique.

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

## Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

### III.4- Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure :

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer grandes méthodes.

Ces méthodes ne sont bien entendues applicables qu'aux problèmes linéaires. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

#### III.5.1- Méthode globale

La méthode globale est celle conduisant à une détermination simultanée du mouvement dans le sol et dans la structure. Elle est la plus directe mais souvent la plus complexe. La structure et le sol sont modélisés par des éléments finis. On utilise directement l'accélérogramme en champ libre, ainsi que la réponse complète du dépôt de sol et de la structure (figure III.4).

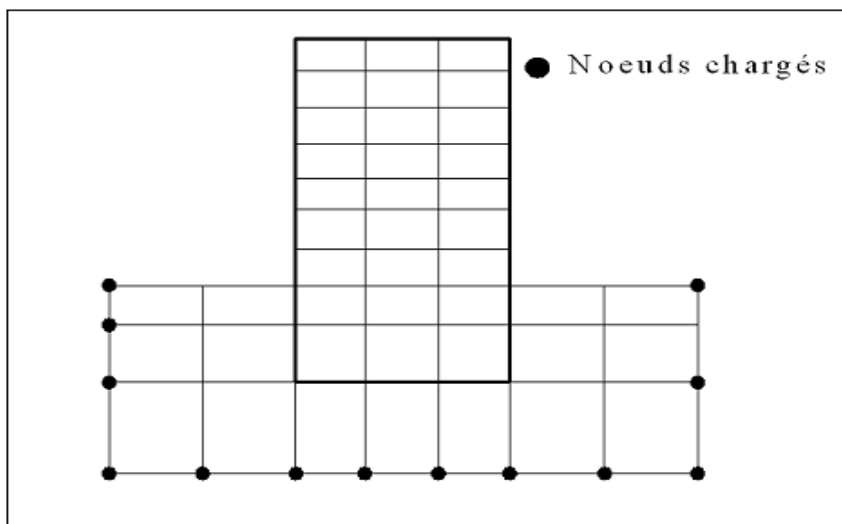


Figure III.4 Modélisation du système sol-structure (méthode globale)

Pour l'analyse dynamique en interaction sol-structure, les méthodes directes sont basées sur la modélisation de la partie du sol adjacente à la structure et l'application du mouvement du champ libre à la frontière artificielle telle que l'influence de la vibration de la structure sur la vibration du sol à cette profondeur soit négligeable. Au niveau de la frontière du domaine, des dispositifs spéciaux, appelés frontières absorbantes ou consistantes, ont été développés. Placées aux limites du modèle, ces frontières sont censées représenter les conditions exactes de contrainte existant à cette limite, du fait de la présence de sol à l'extérieur du modèle..

## Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

Ces frontières absorbent parfaitement tous les types d'ondes, quel que soit leur angle d'incidence sans aucune réflexion.

Les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels. En pratique, le coût de résolution de problèmes tridimensionnels est nettement prohibitif et on doit restreindre aux problèmes bidimensionnels. Ces méthodes sont généralement coûteuses du point de vue ordinateur[Wight, 1977].

Par ailleurs, l'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

### III.5.2- Méthode de sous-structure :

La méthode de sous-structure se compose en deux parties. La première partie consiste à calculer l'accélérogramme en champ libre, sans considérer la structure. La deuxième partie consiste à utiliser cet accélérogramme en champ libre pour analyser la structure ayant sa base couplée avec un système de ressorts et d'amortisseurs qui modélisent le comportement du sol près de la fondation (figure III.5).

Les méthodes indirectes, quand elles sont appliquées en analyse dynamique en interaction sol-structure, consistent à remplacer le domaine du sol semi-infini par des ressorts et des amortisseurs, dont les coefficients, définis sous formes matricielles, sont appelés fonctions d'impédances. Elles sont définies pour la zone de contact de la fondation avec le sol.

Dans la méthode de sous-structure, la fondation est modélisée par une plaque rigide limitée par un demi-espace-infini auquel la structure du sol est directement couplée. Les coefficients d'impédance de la plaque, indépendants de la fréquence, sont incorporés dans l'équation du mouvement.

Les méthodes de sous-structures sont répandues être faciles à l'emploi, de moindre coût, et permettent dans le cas de la modification d'une partie de la structure de ne traiter que la partie en question : ce qui constitue un avantage par rapport aux méthodes globales.

## Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

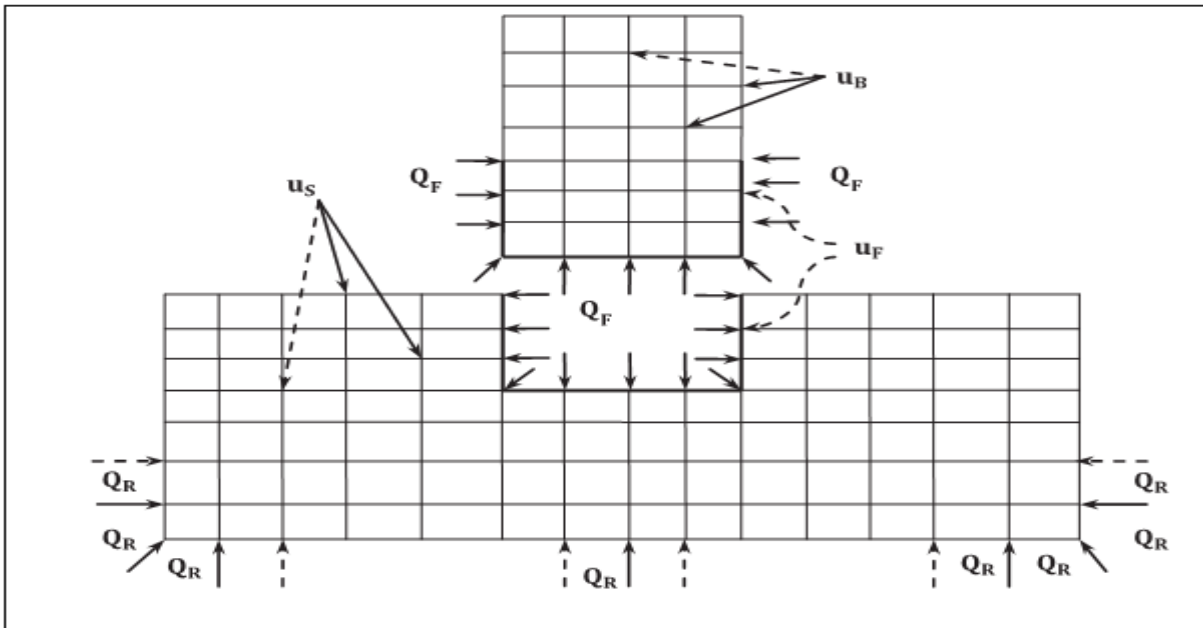


Figure II.3 méthode de sous -structure

### III.5.3- Méthode de ressort amortis :

Une méthode simple et maintenant classique pour la prise en compte de l'ISS est de séparer le sol et la structure (approche par sous - structures). Dans ces conditions le mouvement de du bâtiment est égal à la somme :

- Du mouvement que prendrait le bâtiment fictif, supposé sans masse sous l'action de l'excitation sismique imposé à la base du modèle : interaction cinématique.
- Et du mouvement que prendrait le mouvement réel en l'absence de l'excitation sismique à la base du modèle, s'il était soumis aux forces résultant d'un calcul utilisant le mouvement précédent : interaction inertielle.

La modélisation de l'ISS par ressort concentrées est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble, mais nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier.

## Chapitre III : modélisation du sol-Structure par éléments finis

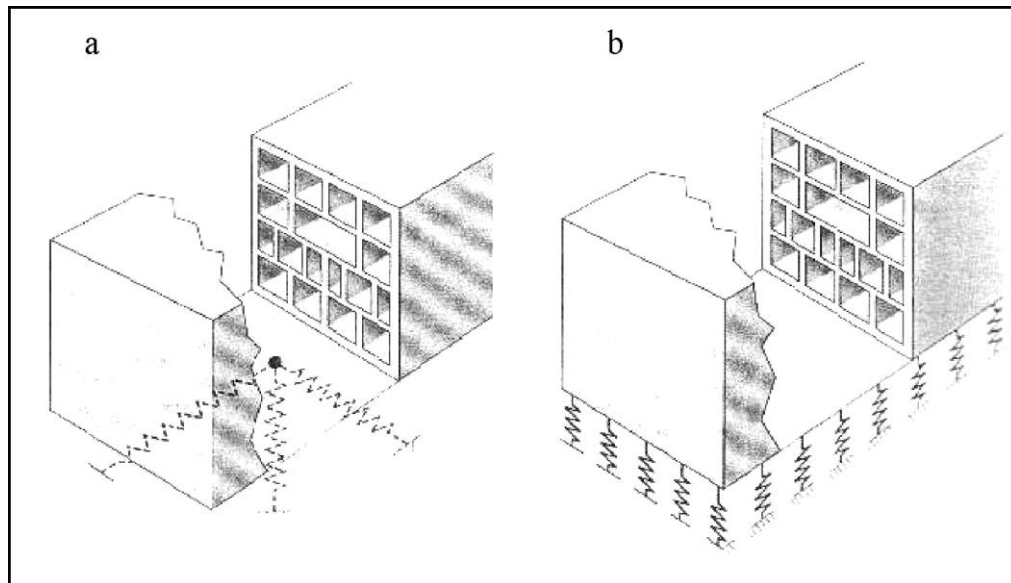


Figure II.4 Méthode par un système de ressort amortis :

a) Ressorts concentrés ; b) Ressorts répartis

On obtient ainsi formellement trois raideurs de sol:

- Raideur de translation verticale :  $K_v$ .
- Raideur de translation horizontale :  $K_h$ .
- Raideur de rotation :  $K_\theta$ .

### III.6- Conclusion

Ce rappel de l'analyse dynamique des structures nous permet de formuler l'équation du mouvement d'une structure soumise à un séisme .

La décomposition du problème général complexe a permis de simplifier l'analyse en élément plus simple de l'interaction : en sol fondation et fondation structure.

# CHAPITRE IV

*APPLICATION*

*NUMERIQUE*

# Chapitre IV : Application numérique

## IV.1. Introduction :

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait la présence de l'autre composant (structure ou sol).

Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS). L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encadrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques des ces dernières de manière significative.

Certains auteurs ont proposé, pour chaque degré de liberté de la fondation, des modèles de sols constitués d'un nombre plus ou moins grand de masses, ressorts et amortisseurs à coefficients indépendants de la fréquence. La manière la plus simple de prendre en compte le sol est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, à laquelle on impose un mouvement. Dans le cas d'un modèle plan, une semelle sous point d'appui isolé est représentée par deux ressorts agissant à la translation et un ressort à la rotation; sous un radier, le sol est modélisé par un ressort horizontal et un ressort vertical en chaque nœud.

Raine expose une méthode simplifiée pour la détermination des propriétés dynamiques des structures à un seul étage fondées sur des fondations reposant sur un demi-espace élastique. Il applique ensuite à des expressions générales fournissant la fréquence propre, les résultats de cette étude paramétrique incluant l'influence du rapport de la rigidité structure-sol et la géométrie de la structure sur la fréquence propre du mode fondamental  $\delta$ .

## Chapitre IV : Application numérique

Actuellement, suite à la progression rapide de la performance des ordinateurs, les méthodes numériques de simulations sont largement utilisées dans l'étude du phénomène d'interaction sol-structure. Les méthodes de simulations numériques sont classées en trois types, entre autres de sous-structure, la méthode des éléments finis et la méthode hybride.

### IV.2. Description du modèle de référence :

Cette partie du travail présente l'influence de l'interaction sol-structure sur la période fondamentale des structures. Dans un premier temps l'analyse dynamique des structures étudiées est évaluée en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base figure .IV.1. Dans un deuxième temps, on considère le couplage sol-structure en modélisant le sol par des ressorts figure IV.2, moyennant une approche numérique par la méthode des éléments finis (sap2000).

Il s'agit d'un portique en béton armé comportant une travée de 5 m. Les poteaux de hauteur=4m La section poteau(0,40x0,40 m<sup>2</sup>),. Le plancher est constitué d'une dalle pleine de 0,20 m d'épaisseur et d'une surface de (5x5 m<sup>2</sup>). La structure repose sur des semelles superficielles en béton de section (2mx2m). Des éléments poutres élastiques ont été utilisés pour modéliser la superstructure.

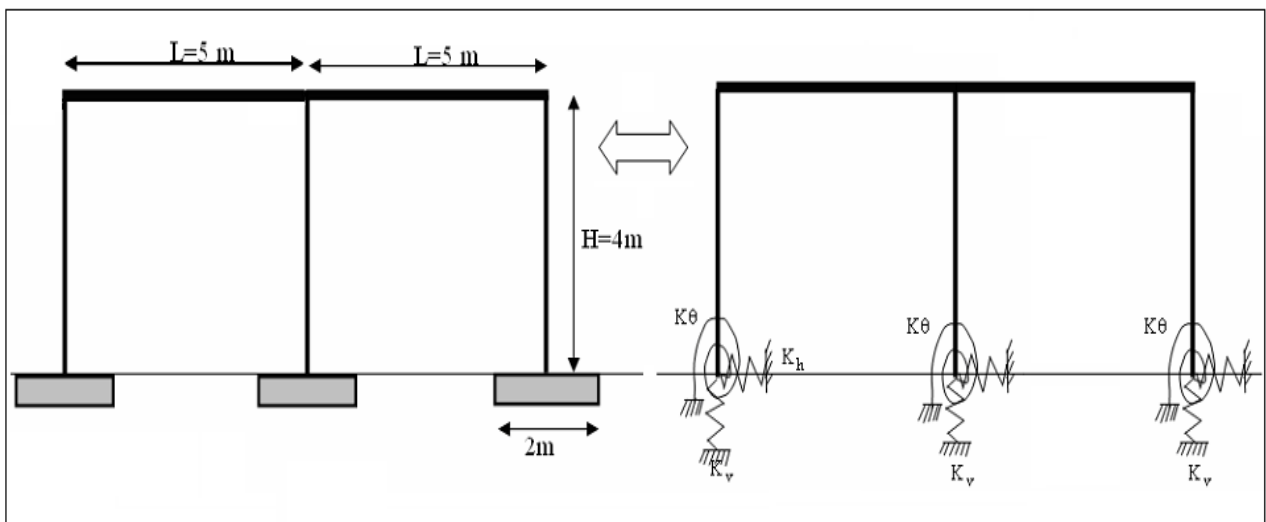


Figure IV.1. Modèle sans prise en compte de l'ISS.

Figure IV.2. Modèle tenant en compte de l'ISS

## Chapitre IV : Application numérique

### IV.2.1. Modèle de la structure :

Il s'agit d'un système en béton armé à un seul étage de hauteur  $H= 4m$ .

Les simulations ont été effectuées en faisant varier les paramètres illustrés dans le tableau IV.1.

### IV.2.2. Modèle du sol :

Le sol est assimilé à un milieu élastique linéaire, caractérisé par sa masse volumique  $\rho$  et les paramètres de comportement, le module de cisaillement  $G$ , le coefficient de Poisson  $\nu$  et la vitesse

des ondes de cisaillement  $V_s$  ( $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ ).

Les simulations ont été effectuées en faisant varier les paramètres illustrés dans le tableau IV.1.

sol			structure		
vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ (m/s)	densité de sol $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	coefficient de Poisson $\nu$	rigidité à la flexion EI (KN.m <sup>2</sup> )	hauteur H (m)	coefficient de Poisson $\nu$
100	20	0.3	21600	4	0.2
200			68267	7	
400			144000	10	
600			345600	13	

**Tableau IV.1** : caractéristiques mécaniques du sol et de la structure.

L'interaction de la structure avec le sol est modélisée par l'intermédiaire des ressorts élastiques discrets de translation ( $K_h$  horizontal et vertical  $K_v$  et de rotation  $K_\theta$ ).

Les coefficients de rigidité de ces ressorts sont donnés par les expressions de Newmark et Resenblueth pour les fondations rectangulaires.

- Translation horizontale :

$$K_h = 2(1 + \nu)\beta_x\sqrt{BL}(1)$$

- Translation verticale :

$$K_v = \frac{G}{1-\nu}\beta_v\sqrt{BL}(2)$$

- Rotation :

$$K_\theta = \frac{G}{1-\nu}\beta_\varphi BL^2(3)$$

## Chapitre IV : Application numérique

Avec :

$$L/B=1 \quad \text{et} \quad (\beta_x = 1, \beta_v = 2,16, \beta_\varphi = 0,5)$$

$$L/B=2 \quad \text{et} \quad (\beta_x = 0,94, \beta_v = 2,2, \beta_\varphi = 0,6)$$

$$L/B=4 \quad \text{et} \quad (\beta_x = 1, \beta_v = 2,4, \beta_\varphi = 0,79)$$

L et B : sont respectivement la longueur et la largeur de la fondation.

$\beta_x, \beta_v, \beta_\varphi$  : paramètres dépendant de la géométrie de la fondation.

### IV.3. Prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure :

Pour mieux comprendre et analyser les effets de l'interaction sol-structure sur le comportement dynamique d'une structure, on utilise le modèle à un degré de liberté décrit précédemment.

Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'influence de l'ISS sur la réponse dynamique des structures. Veletsos et al (1974, 1975) & Bielak (1975) étaient les premiers à proposer des formules pour la détermination de la Période fondamentale de structure en considérant la flexibilité de la fondation. Ces formules ont la forme suivante :

$$\frac{T_{flexible}}{T_{fixe}} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_h} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \quad (4)$$

Avec :

$k_h$  et  $k_\theta$  : Rigidités de translation et de rotation des ressorts

h et k : hauteur et la rigidité à la flexion de la structure respectivement

$T_{fixe}$  et  $T_{flexible}$  : Périodes fondamentales de la structure avec base encastree et base flexible respectivement

### IV.4. Analyse paramétrique :

Afin de déterminer l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures. Nous allons procéder à une variation des paramètres de base relatifs au sol et à la structure en vue de déterminer le rapport entre la Période propre du mode fondamental,  $T_{fixe}$ , du modèle encastree (considéré fixe à la base), et celle du même modèle,  $T_{flexible}$ , avec base flexible ( prise en compte de l'ISS). Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence l'influence de l'interaction sol-structure sur la Période propre fondamentale de la structure.

## Chapitre IV : Application numérique

### IV.5. Résultats de calcul et discussion :

#### IV.5. 1.Variation des paramètres du sol:

Cette variation a été conduite en considérant différentes vitesses des ondes de cisaillement dans le sol. Cela a pu représenter l'effet de l'interaction sol-structure sur la Période fondamentale de la réponse de la structure. Le premier effet de l'ISS constaté est l'augmentation de la Période fondamentale de la structure par rapport à la valeur obtenue dans le cas de la structure à base encastree, cet effet est exprimé par la diminution du rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$  lorsqu'on fait augmenter la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol. Les figures IV.3,IV.4 :montrent les valeurs du rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$  obtenues en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement associé aux différentes catégories du site.

On constate clairement que plus la raideur du sol augmente, plus que le rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$  diminue.

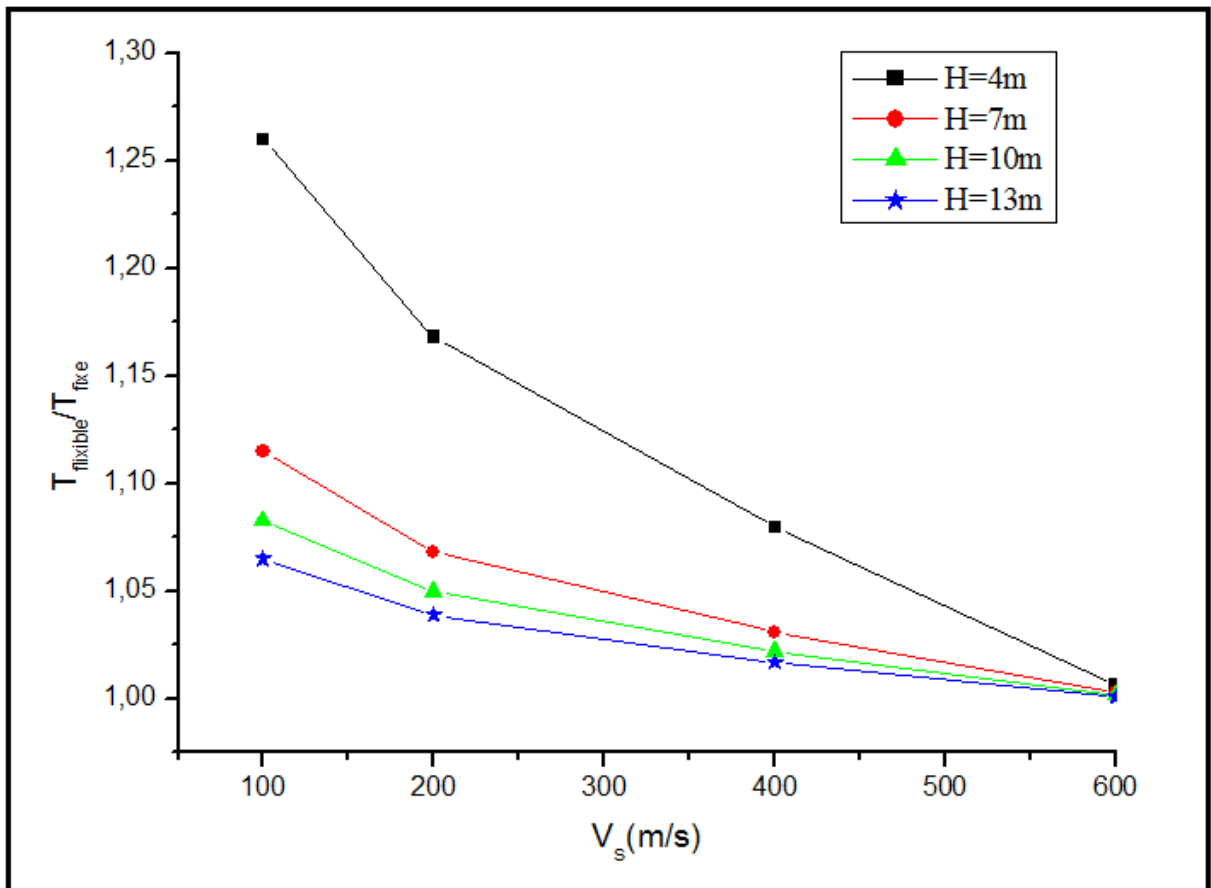


Figure IV. 3. Influence de la vitesse des ondes de cisaillement sur la période fondamentale

## Chapitre IV : Application numérique

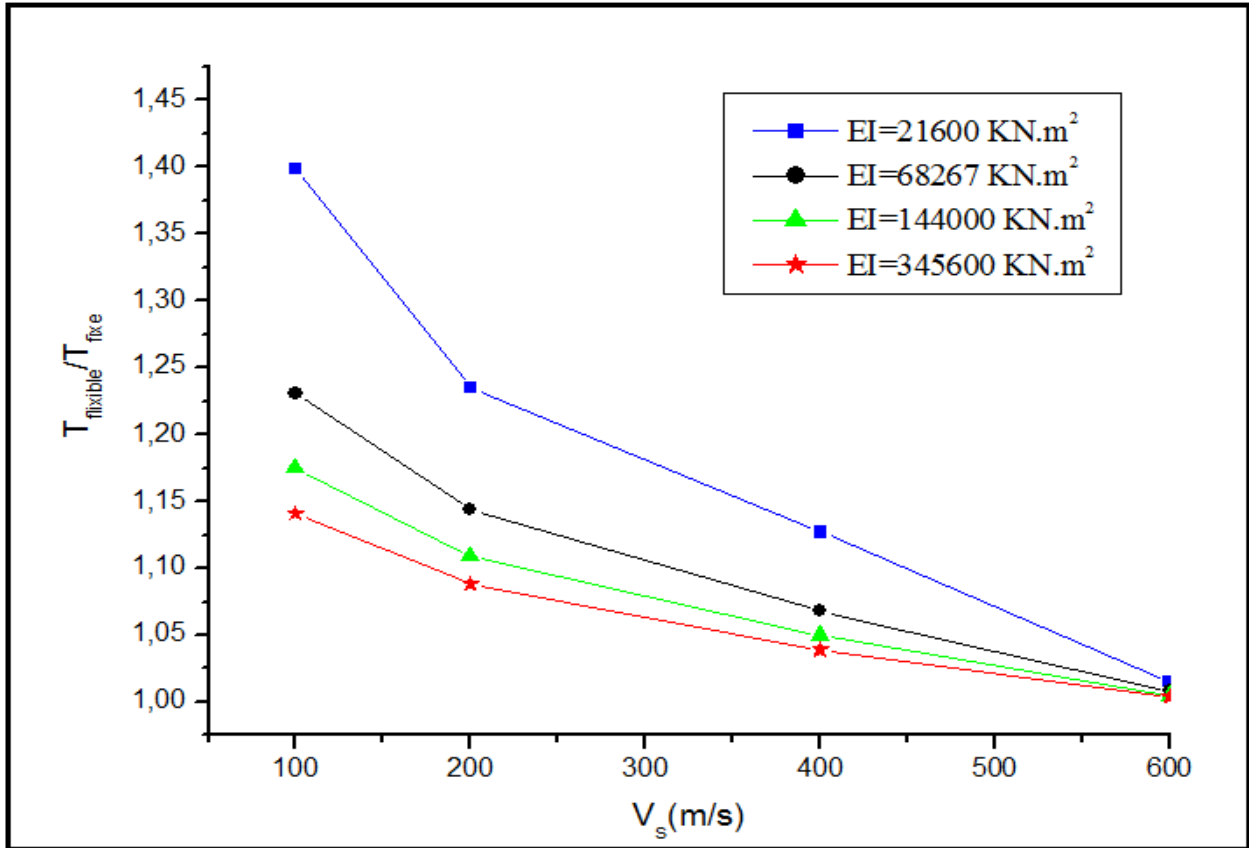


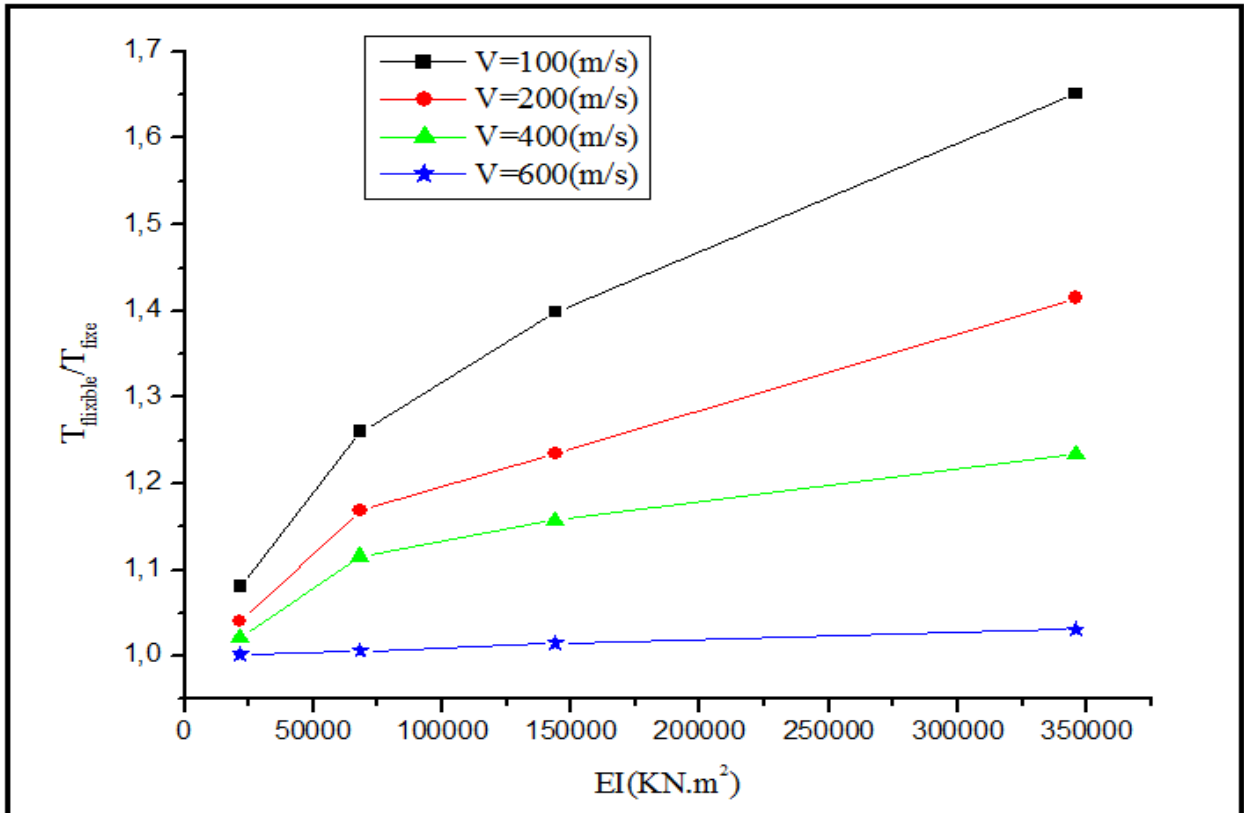
Figure IV. 4. Influence de la vitesse des ondes de cisaillement sur la période fondamentale

### IV.5.2. Variation des paramètres de la structure:

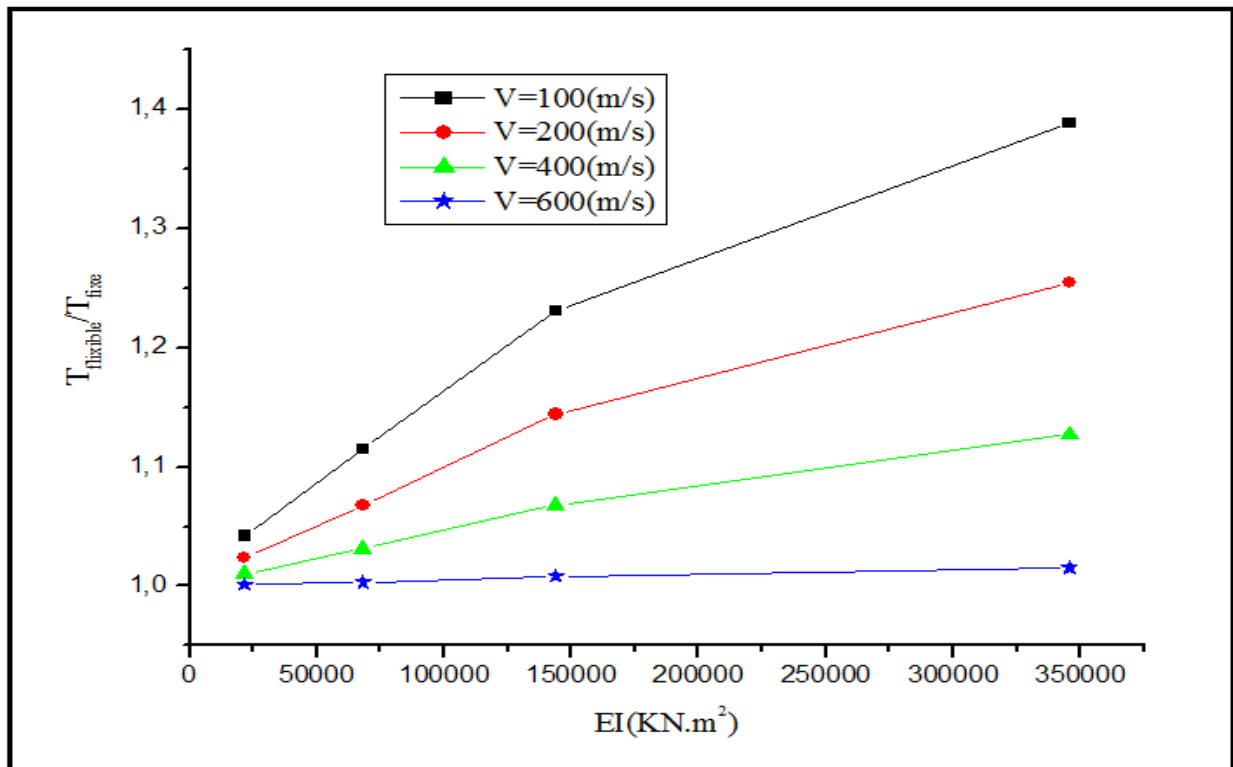
À partir de cette étude numérique, les principales constatations concernant la variation des paramètres de base de la structure sont :

- ◇ L'augmentation du rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$  quand la rigidité à la flexion ( $EI$ ) de la structure augmente, cependant que cette augmentation est moins significative pour les sols rigides ( $V_s=600$  m/s) comme l'illustre Les figures IV.5, IV.6, IV.7, IV.8
- ◇ En ce qui concerne l'autre paramètre de la structure  $h$ , il affecte le rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$ , la variation de la hauteur  $h$  de 4 à 13m diminue le rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$  de (1.081 à 1.000), (1.260 à 1.001), (1.399 à 1.004), (1.651 à 1.008) comme le montre Les figures IV.9, IV.10, IV.11, IV.12.
- ◇ les courbes de tendance de la variation du rapport  $T_{flexible}/T_{fixe}$  en fonction des paramètres de la structure sont approximativement linéaires.

## Chapitre IV : Application numérique



**Figure IV. 5.** Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=4m)



**Figure IV. 6.** Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=7m)

## Chapitre IV : Application numérique

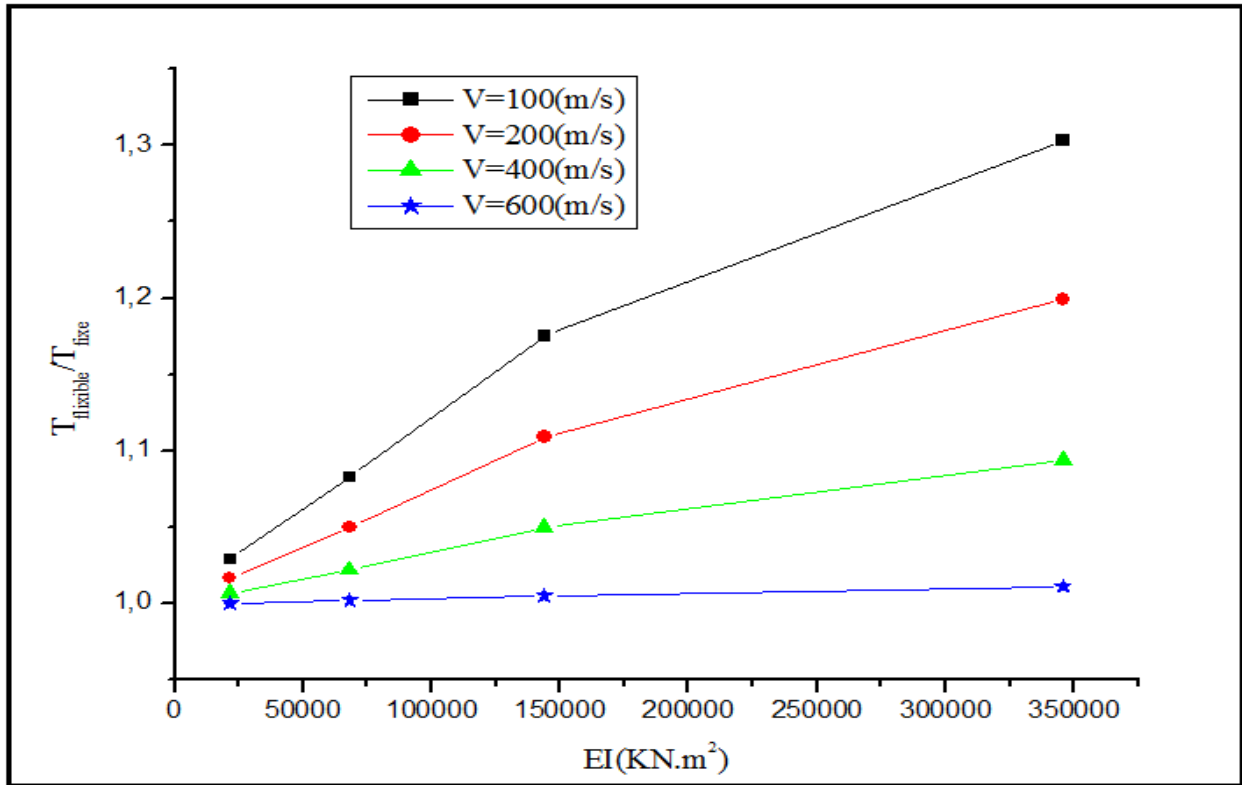


Figure IV. 7. Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=10m)

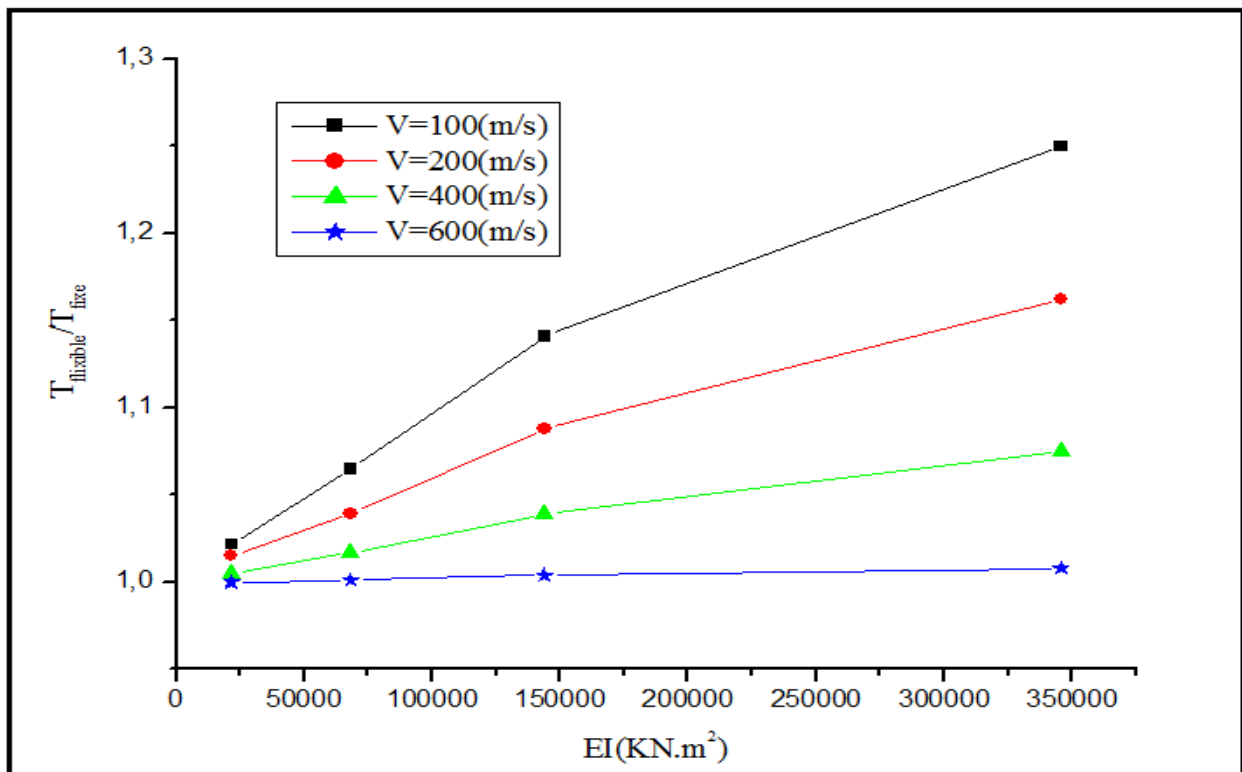
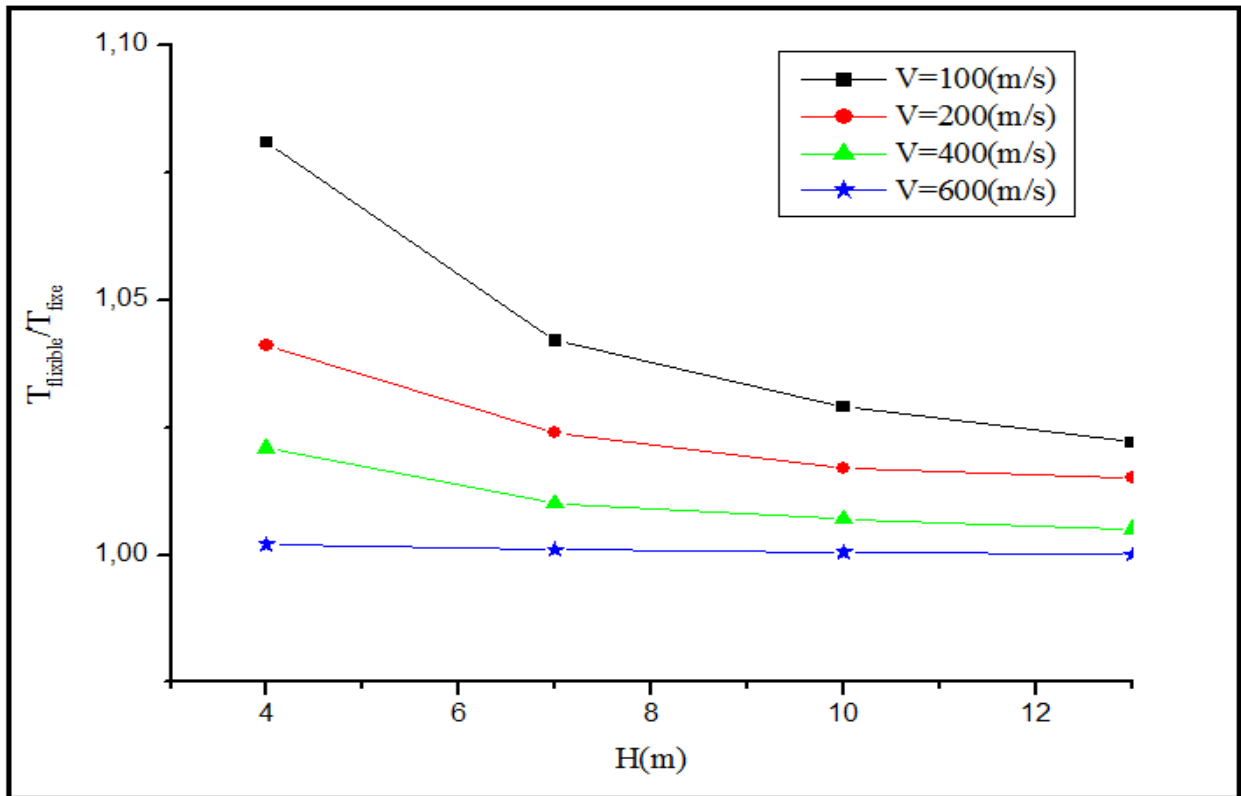
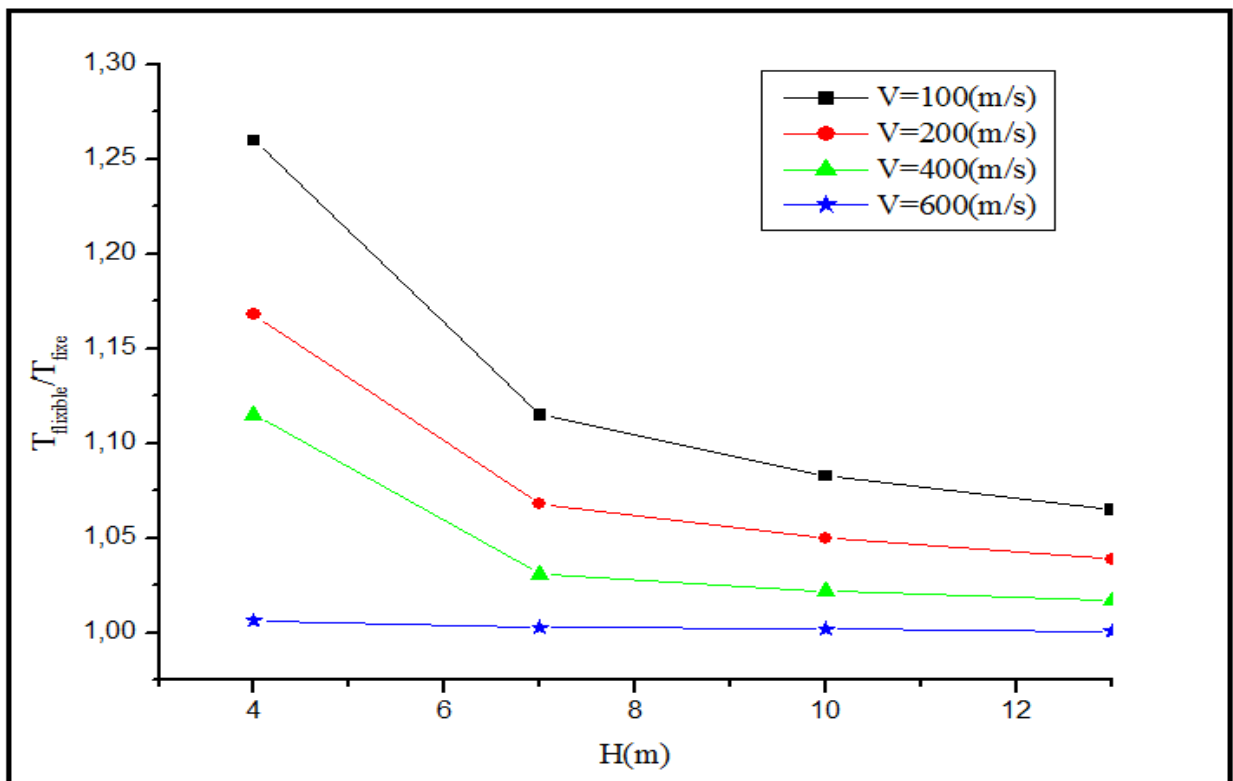


Figure IV. 8. Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale (H=13m)

## Chapitre IV : Application numérique



**Figure IV.9.** Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale ( $EI=21600 \text{ KN.m}^2$ )



**Figure IV.10.** Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale ( $EI=68267 \text{ KN.m}^2$ )

## Chapitre IV : Application numérique

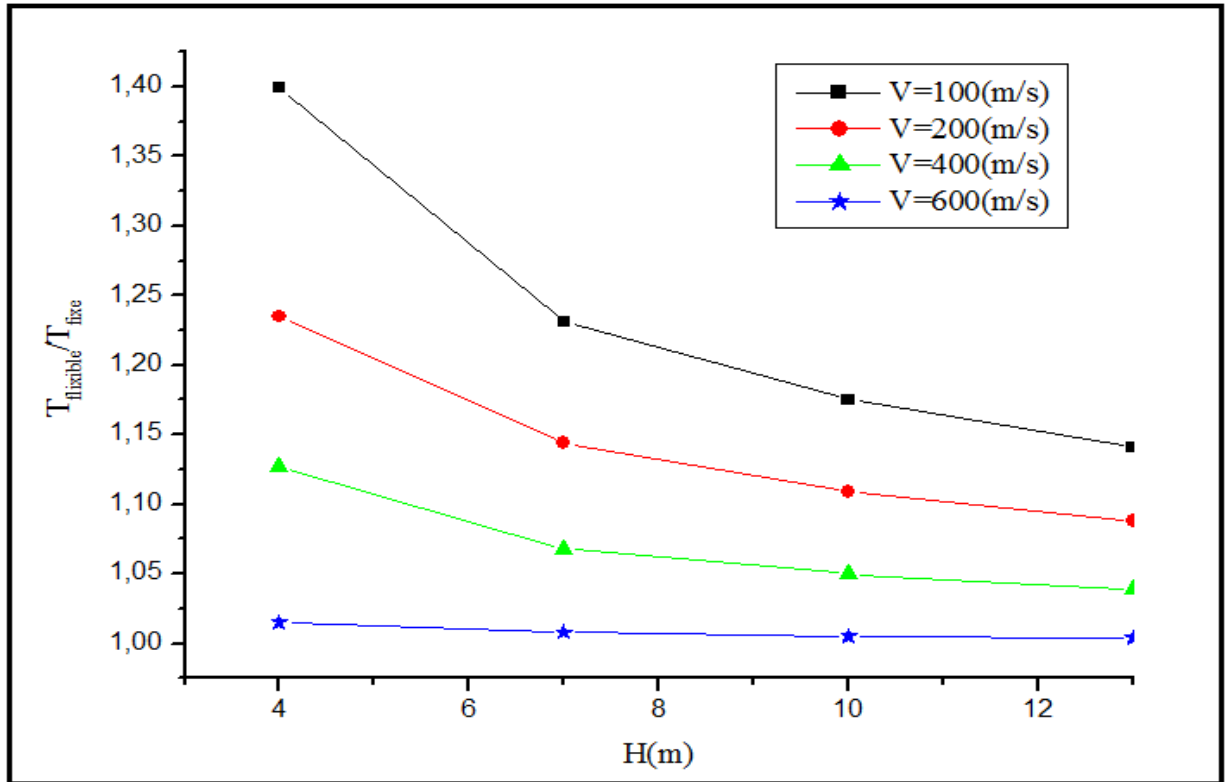


Figure IV.11. Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale ( $EI=144000 \text{ KN.m}^2$ )

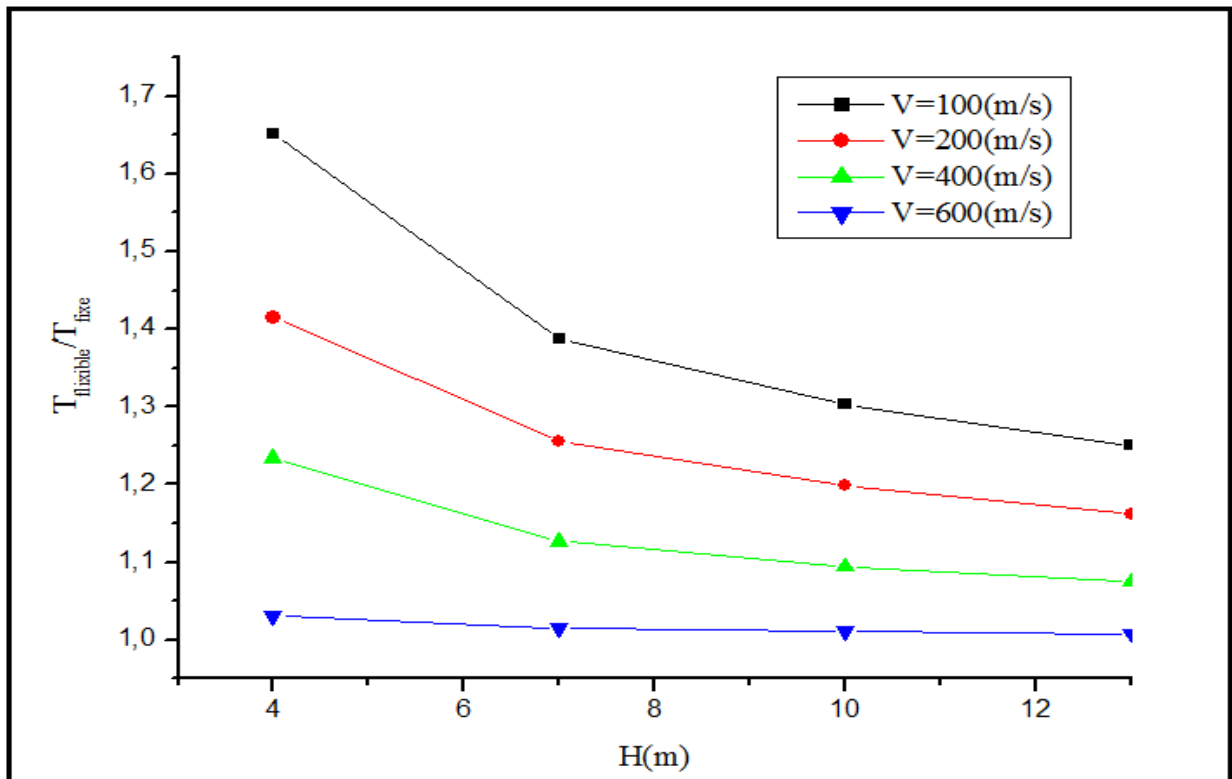


Figure IV.12. Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale ( $EI=345600 \text{ KN.m}^2$ )

## Chapitre IV : Application numérique

### IV.5.3. Conclusion et perspectives :

Le présent travail a comporté une étude numérique de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures. L'analyse de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS) sur la période fondamentale des structures, exécutée pour différentes conditions de sol et de structure, a prouvé que cette influence dépend principalement de la rigidité du sol, cette rigidité peut être exprimée en termes de vitesse des ondes de cisaillement dans le sol ( $V_s$ ), la rigidité de flexion des structures ( $EI$ ) et la hauteur totale de la structure ( $h$ ).

Donc, on peut conclure que :

- ◇ Pour le cas d'une structure rigide sur un sol rigide, l'interaction sol-structure est négligeable
- ◇ Pour le cas d'une structure rigide sur un sol flexible, l'interaction apparait d'une manière significative

## CONCLUSION GENERALE :

L'interaction entre la structure et le sol de fondation est généralement un phénomène important en chargement sismique. La charge sismique sur une structure est appliquée à travers son sol de fondation sous forme d'ondes sismiques. La modélisation du système sur la prise en compte des caractéristiques géométrique et dynamique de la structure du sol de fondation et de l'interface entre ces deux dernières.

Les conclusions importantes de cette étude peuvent être résumées comme suit :

1- Il existe beaucoup d'imperfections dans le choix et la définition des différents paramètres qui servent à décrire le mouvement sismique.

D'autre part, il est acquis que les caractéristiques du mouvement sismique en un point donné de la surface du sol sont déterminées par certains types de facteurs.

2- Examiner l'applicabilité d'un modèle simple permettant de capter l'effet prépondérant du phénomène de l'interaction sol-structure sur les caractéristiques dynamiques ou la réponse des structures

3- Examiner l'effet des paramètres de l'interaction sol-structure, sur les propriétés vibratoires ou comportement dynamique des structures.

4- Aborder la méthode de détermination des raideurs d'une fondation rectangulaire rigide.

En conclusion, il est à remarquer que l'effet de l'interaction sol-structure peut être dans certains cas faiblement ressenti. Dans le même contexte, l'effet de l'interaction sol-structure est généralement fortement ressenti pour les structures pesantes. En effet, de telles structures, notamment celles possédant une masse importante par rapport à celle système sol-fondation.

L'effet d'interaction sol-structure est en général significatif. C'est pourquoi, il est vivement recommandé de prendre en considération les effets d'interaction sol-structure dans la vérification parasismique des ouvrages lourds, d'intérêt stratégique, tels que les centrales nucléaires et les barrages caractérisés en général par une masse lourde.

En général, l'interaction est d'autant plus forte que la structure est rigide et le sol est déformable. D'autant plus faible que la structure est souple et que le sol est rigide.

## Bibliographique

- A peecker .dynamique des sols.presses de l'ecole nationale des ponts et chaussees , paris , 1984 .
- Chopra a.k. And gutierrez j . A . - earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction - earthquake engineering research center report 73-13, university of california ,berkeley, 1973 .
- Clough r.w. , penzien , j . 1993 . Dynamics of structures .2e ed . New york , mc graw hill .
- Gladwel , g . M , - forced tangential and rotatory vibration of a rigid circular disc on a semi-infinite solid , international journal of engineering science , vol . 6 , pergamon press , p . 591-607 , 1968 .
- Gutierrez j .a . – a substructure method for earthquake analysis of structure – soil interaction – earthquake engineering research center report 76-9, university of california, berkeley, 1980.
- Hardin b.o., black w.l. Vibration modulus of normally consolidated clays. Journal of soil mechanics and foundation division, asce, vol.94, n sm2, 1968.
- Hardin b.o., drnevich, v. P.1972. Shear modulus and damping in soils : design equations and curves.asce , journal of the soil mechanics and foundations division, vol.98, no sm7, p.667-692.
- Idrissj.m. And kennedyr.p. – analysis for soil-structure interaction effects for nuclear power plants – report by the ad hoc group on soil structure interaction of the committee on nuclear structures and materials of the structural division of asce , 1980.
- Kausel e. , whitman a . , murray j . , elsabee f . - the spring method for embedded foundations - nuclear engineering and design, vol . No 48 , 1978 .
- Kausel e.-forced vibrations of circular foundation on layered media –soils publication no.336, department of civil engineering , massachusetts institute of technology, cambridge 1974.
- Lysmer j . And waas g. –shear waves in plane infinite structures – journal of engineering mechanics division, ascevol .98 n0 .emi , 1972.
- Lysmer j. – analytical procedures in soil dynamics – state of the art,asce conference on soil dynamics and earthquake engineering, pasadena, california 1978.
- Mohraz b. A study of earthquake response spectra for different geological conditions. Bull of seismological soc. Of america .vol .66, n° 3, 1976.
- Newmark nm, rosenbluth e fundamentals of earthquake engineering. Prentice-hall : englewoodcliffs, nj, 1971
- Pecker a., dupas j.m. Etude experimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique. Revue française de geotechnique, n015, 1981.
- Richart , f . E , hall , j . R . , woods , r . D . , - vibration of soil and foundation , prentice –hall .

Seed h.b., idrissi.m. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report eerc 70-10 earthquake engineering research center, university of california, berkeley, 1970.

Veletsos andwei . Lateral and rocking vibrations of footings . A . S .c .m . Jour soil mech and found div sm9 , 1971 .

Wight l.h.- soil-structure interaction in nuclear power plants : a comparison of methods - proceedings 6th world conference earthquake engineering, vol.4, new Delhi, India, 1977

Yelles-chaouche asismicité en Algérie et tectonique des plaquesalgériennes équipements,