

**BADJI-MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA**



جامعة باجي مختار - عنابة

**FACULTE :SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT :GENIE CIVIL
DOMAINE : SCIENCES ET TECHNIQUES
FILIERE : GENIE CIVIL
SPECIALITE : GEOTECHNIQUE**

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**REPONSE SISMIQUE 3D D'UN BATIMENT AVEC PRISE EN
COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE**

**Présenté par
Noms, Prénoms des Etudiants (es)**

1/ANANESyham

2/ BOUZERAFA Aziza

DIRECTEUR DU MEMOIRE : Pr. SBARTAI BADREDDINE., GENIE CIVIL, U B M ANNABA

JURY DE SOUTENANCE :

PRESIDENT : Pr. HACEN CHAOUCHE ABDELMADJID, GENIE CIVIL, U B M ANNABA

EXAMINATEUR: Dr. ZEMOULI SAMIRA, GENIE CIVIL, U B M ANNABA

Année Universitaire2020/2021

Remerciements

« Nous remercions en premier Dieu pour tout »

Nous voulons exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur Pr.SBARTAI Badreddine, qui nous a donné la possibilité de faire un mémoire sur un sujet très intéressant.

Nous remercions également les membres du jury, pour avoir accepté d'évaluer ce travail, et pour les remarques et les conseils. Nous remercions, tous les enseignants de département de Génie Civil de l'Université Badji Mokhtar Annaba.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

BOUZERAF AAziza

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents.

À mes sœurs et mon frère ainsi à toute ma famille.

À tous mes amis, et à l'ensemble des étudiants de la promotion mestre 2021.

Dédicace
ANANESyham

Je dédie ce modeste travail

A l'âme de mes parents, que Dieu ait pitié d'eux

À mon mari et ma fille MALAK.

Ames sœurs et mes frères ainsi à toute ma famille.

A tous mes amis, et à l'ensemble des étudiants de la promotion mestre 2021.

RESUME

Le présent travail comporte une analyse de la réponse sismique d'un bâtiment avec prise en compte de l'interaction de sol-structure. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par le logiciel PLAXIS 3D V20.

Le travail est présenté en quatre chapitres.

Le premier chapitre comporte des reconnaissances sur les méthodes de résolution de l'équations d'équilibredynamique des structures soumises au séisme, cette équation est régie par un système d'équations différentielles, du 2ème ordre, la méthode de résolution la mieux adaptée, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non-linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée .

Le second chapitre, présente le phénomène de l'interaction sol - structure, dans ce chapitre en donne des définitions, et les méthodes d'analyse de ce phénomène, il est important de comprendre que le phénomèneISS interaction sol - structure a une grande influence sur le comportement du système.

Le troisième chapitre représente le logiciel de calcul PLAXIS 3D V20, son fonctionnement et les principes de manipulation.

Dans le quatrième chapitre, on présente une étude de la réponse sismique de 3 bâtimentsde différent niveaux 3m, 15m et 30m en tenant en compte de l'interaction sol-structure. L'analyse a montré que la réponse de la structure dépend sensiblement de l'interaction complexe entre le sol et la structure, ce qui fait intervenir plusieurs paramètres, notamment le contenu fréquentiel du chargement, les fréquences propres du massif du sol et de la structure.

Mots Clés : bâtiment, fréquence, interaction, numérique, 3D, sismique, structure, élastique

ABSTRACT

This work includes an analysis of the seismic response of a building taking into account the soil-structure interaction. The study is carried out using three-dimensional modeling by PLAXIS 3D V20 software.

The work is presented in four chapters.

The first chapter includes recognitions on the methods of resolution of the dynamic equilibrium equations of the structures subjected to the earthquake, this equation is governed by a system of differential equations, of the 2nd order, the method of resolution best adapted, depends the behavior of the structure to be studied (linear or non-linear) and the mode of definition of the applied stress.

The second chapter, presents the phenomenon of soil - structure interaction, in this chapter gives definitions, and the methods of analysis of this phenomenon, it is important to understand that the ISS soil - structure interaction phenomenon has a great influence. on the behavior of the system.

The third chapter represents the PLAXIS 3D V20 calculation software, its operation and the handling principles.

In the fourth chapter, we present a study of the seismic response of a building in R + 5 taking into account the soil-structure interaction, the analysis shows that the response of the structure depends significantly on the complex interaction between the soil and structure, which involves several parameters, in particular the frequency content of the loading, the natural frequencies of the mass of the soil and of the structure.

Keywords: building, frequency, interaction, digital, 3D, seismic, structure, elastic

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 – système à un seul degré de liberté

Figure I-2 Vibration libre d'un système non amorti

Figure I-3 Vibration libre d'un système à amortissement sous – critique

Figure I-4 Vibration libre d'un système à amortissement critique

Figure I-5 : Réponse de l'oscillateur soumis à une sollicitation harmonique

Figure I-6 : Evolution de l'amplitude de la réponse d'un système en résonance

Figure I-7 : Sollicitation impulsive

Figure I-8 : Excitation sismique de l'oscillateur

Figure I.8. Exemples d'oscillateurs multiples.

Figure II.1 . Interaction sol – structure

Figure II. 1 . Interaction sol – structure

Figure II. 2 Accélération en champ libre

Figure II- 3- Système sol – structure

Figure II.4 Interaction sol structure

Figure II.5. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale

Figure II.6. Modélisation du sol par un système de ressorts

Figure II.7 Modèle géométrique d'une fondation superficielle circulaire

Figure II.7 influence de la prise en compte de l'amortissement du sol sur les valeurs des accélérations en m/s^2

Figure III-1 Interface du code de calcul Plaxis 3D

Figure III.2 : Fenêtre principale du programme Output

Figure III- 3 - Lignes de construction

Figure III- 4- Profile

Figure III- 5- Profile

Figure III- 6- Définition de Barres

Figure III- 7- Définition du vecteur translation

Figure III- 8- Définition miroir horizontale et verticale

Figure III- 9- Définition d'épaisseur dalle plein

Figure III- 10- Définition de cas de charges

Figure III- 11- l'analyse modale et sismique

Figure IV.1: Enregistrements du séisme d'Upland

Figure IV.2 : modèle de calcul 3D du bâtiment R+3

Figure IV.3 : Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations libre amortis

Figure IV.4: Amplitude du déplacement horizontal U_x en fonction de la fréquence du bâtiment.

Figure IV.5: PSA (g) en fonction de la période du bâtiment 3 étages

Figure IV.6: Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

Figure IV.7: modèle de calcul 3D d'un bâtiment R+5

Figure IV.8: Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations libre amortis.

Figure IV.9: Amplitude du déplacement horizontal U_x en fonction de la fréquence du bâtiment de 5 étages

Figure IV.10: PSA (g) en fonction de la période du bâtiment 5 étages.

Figure IV.11: Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

Figure IV.12: modèle de calcul 3D d'un bâtiment R+10

Figure IV.13: Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations libre amortis.

Figure IV.14: Amplitude du déplacement horizontal U_x en fonction de la fréquence du bâtiment de 10 étages.

Figure IV.15: PSA (g) en fonction de la période du bâtiment 10 étages.

Figure IV.16 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

Figure IV. 17 Comparaison entre les fréquences propres des trois bâtiments.

Figure IV.18 Comparaison entre les périodes propres des trois bâtiments

Figure IV.19 Comparaison entre les réponses sismiques des 03 bâtiments

Figure IV.20 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps

Figure IV.21 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

Figure IV.22 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

Figure IV.23 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps.

Figure IV.24 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

Figure IV.24 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

Figure IV.25 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique)

Figure IV.26 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps

Figure IV.27 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

Figure IV.28 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique)

LISTE DES ABREVIATIONS

[M] : Matrice de masse

[C] : Matrice d'amortissement

[K] : Matrice de la raideur statique

[S] : Matrice de la raideur dynamique

U(m) : réponse maximale

U(t) : réponse temporelle

P(t) : la force extérieure imposée

\dot{U} (m) : Vitesse

\ddot{U} (m) : Accélération

F1(t) : force de rappel du ressort

F2(t) : résistance de l'amortisseur

\dot{Y} (t) : Accélération sismique

FS: force élastiques

FD: force d'amortissement

Fi: force d'inertie

P : force applique extérieur

Cc : l'amortissement critique

[Vs] : la célérité des ondes de cisaillement

G : Module de cisaillement de sol

ρ : Masse volumique de sol

ω_n : Pulsation propre

ξ : amortissement total equivalent

K_S : Raideur statique

$K_1(\omega)$: Modificateurs dynamiques de la raideur

$C_1(\omega)$: Modificateurs dynamiques de l'amortissement radiatif

K_X : Raideur statique horizontale suivant l'axe x

K_Y : Raideur statique horizontale suivant l'axe y

K_Z : Raideur statique verticale

Sommaire

<i>Remerciements</i>	2
<i>Dédicace</i>	3
RESUME.....	5
ABSTRACT.....	6
LISTE DES FIGURES.....	7
LISTE DES ABREVIATIONS.....	9
INTRODUCTION GENERALE.....	12
CHAPITRE I : METHODES DE RESOLUTION.....	13
I-1INTRODUCTION.....	13
I-2 OSCILLATEUR A UN DEGRE DE LIBERTE.....	14
I-2-1 Loi De Comportement De L'oscillateur.....	14
I-2-2 Vibrations Libres.....	16
I-2-3 Vibrations Forcées.....	19
I-2-4 Réponse Sismique De L'oscillateur A Un Degré De Liberté.....	21
I-3 – OSCILLATEUR A UN DEGRES DE LIBERTE.....	22
1.3.1 Equation De L'équilibre Dynamique.....	23
1.3.2 Vibration Libres.....	24
1.3.3 Oscillations Forcées.....	24
CHAPITRE II : INTERACTION SOL– STRUCTURE.....	25
II .1 INTRODUCTION:.....	25
II .2 . ETUDE DU PROBLEME D'INTERACTION SOL STRUCTURE :.....	27
II .2.1 Formulation D'un Problème D'interaction.....	27
II .2 .2 Mouvement Du Sol En Champ Libre :.....	27
II-3 –METHODE D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL – STRUCTURE.....	28
II-3-1 –Méthode Directes.....	28
II-3-2 –Méthode De Sous – Structures.....	29
II-3-3 –Méthode Hybrides.....	30
II-4 –REPNSE DYNAMIQUE DES FONDATIONS.....	31
II.4.1. Modélisation du sol par un système de ressort amortis.....	32
II .4 .2. Définition des Fonctions d'impédance:.....	33
II.5. DETERMINATION DE LA REPNSE DYNAMIQUE.....	36
II-5 - 1 - L'amortissement.....	36
II- 5 - 2 -Le Coefficient De Poisson.....	37
II- 5 - 3 Le Module De Cisaillement.....	37
II-6- DETERMINATION DES FONCTIONS IMPEDANCES ET DE LA REPNSE SISMIQUE DES FONDATIONS :.....	38

II-6- 1 - Les Méthodes Analytiques :.....	38
II- 6 - 2 Les Méthodes numériques	39
II- 7- Conclusion	39
CHAPITRE III: PRESENTATION DE LOGICIEL DE CALCUL	40
III INTRODUCTION :.....	40
III – 1 - LA METHODE DE L'ELEMENT FINI.....	40
III 1-1 Concepts De Base :	40
III.1.2. Calculs Par La MEF :	40
III- 2 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 3D:	41
III.2.1. Code De Calcul PLAXIS :	42
III .2.2La Démarche De Modélisation Avec PLAXIS :.....	45
III- 2 -3 Visualisation Des Résultats :	47
III .2.4 Lois De Comportement Utilisées Dans PLAXIS :	47
III .2.5 Conclusion :	49
Chapitre IV : Résultats et Analyse.....	50
IV.1 Introduction.....	50
IV.2 Introduction des caractéristiques du système	50
IV.3 Résultats.....	51
IV.3.1 Bâtiment de 3étages (9m)	51
IV.3.2 Bâtiment de 5 étages (15m)	54
IV.3.4 Bâtiment de 10 étages (30m)	56
IV.3.5 Comparaisons entre les trois résultats.....	59
IV.3.6 Effet de l'Interaction Sol-Structure sur la réponse sismique (dynamique) d'un bâtiment	60
IV.3.7 Conclusion	64

INTRODUCTION GENERALE

La conception de bâtiment en zone sismique est généralement menée avec l'hypothèse d'encastrement à la base. Cette hypothèse néglige la flexibilité du sol qui induit une augmentation de la période fondamentale de la structure cette augmentation ne conduit pas toujours à une atténuation de l'amplitude sismique.

Dans le cas des tremblements de terre, c'est plutôt un mouvement, ou une accélération, qui est imposé à la structure, les efforts qui se développent dépendent de la réponse dynamique d'un système complexe qui est composé de la structure elle-même, de ses fondations et du sol sur lequel elle repose, la négligence de ce phénomène peut occasionner plusieurs problèmes. Par exemple, lors du séisme de MILLA un bâtiment a elle-même bien résisté, mais est tombés en ruines puisque le sol sous-jacent a perdu sa capacité portante.



Effondrement total d'une habitation de 4 étages à cause d'une **secousse tellurique de magnitude de 4,9 degrés sur l'échelle de Richter** le 07/08/2020 à MILA

La négligence de mouvement du sol lors du calcul des efforts sismiques pour les bâtiments en béton armé avec des murs de refend permet généralement de diminuer les efforts dans les murs, mais augmente les déplacements et donc les déformations dans les éléments de la structure.

La réponse d'une structure soumise aux mouvements du sol appliqués à sa base est un problème de dynamique

L'objectif de ce travail est d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique 3D l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique de trois bâtiments de 3, 5 et 10 étages respectivement, et d'étudier l'effet du comportement du sol et des matériaux de la structure sur la réponse des 03 batiments.

CHAPITRE I : METHODES DE RESOLUTION

I-1 INTRODUCTION

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

La réponse d'une structure soumise aux mouvements du sol appliqués à sa base est un problème dynamique complexe du fait que les forces d'inertie proviennent des déplacements de la structure qui sont eux-mêmes reliés aux forces d'inertie.

Il en résulte que l'équation d'équilibre dynamique est régie par un système d'équations différentielles, du 2ème ordre, Si de plus la masse du système est répartie continûment, les déplacements et accélérations doivent être calculés en tout point;

Toutefois, la modélisation d'une structure peut permettre des simplifications importantes représentant une approximation suffisante d'un point de vue pratique de la solution exacte du problème par exemple la modélisation en masses concentrées situées aux niveaux des planchers pour le cas des bâtiments tel que les déplacements et accélérations sont exprimés aux niveaux des masses et le nombre de composantes du déplacement nécessaire pour décrire complètement le champ de forces d'inertie est appelé nombre de degrés de liberté dynamiques du système

Un degré de liberté est la possibilité, pour un système donné, de subir une translation ou une rotation. En principe un corps a six degrés de liberté, Translation dans les 3 plans et Rotation dans les 3 plans sachant que Les liaisons suppriment les degrés de liberté.

- **Sous** charge statique, les degrés de liberté d'un élément par hypothèse indéformable Peuvent être supprimés en rendant ses déplacements impossibles.

- Sous séisme, les structures sont considérées comme déformables et toutes les masses en oscillation qui les composent peuvent éventuellement conserver leurs 6 degrés de liberté.

La méthode de résolution la mieux adaptée, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non-linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée : temporelle, fréquentielle, spectrale (utilisation de spectres de réponse d'un oscillateur à un degré de liberté). Mais l'application pratique reste toujours compliquée et l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

Le tableau ci-dessous permet de résumer les méthodes de résolution applicables suivant la nature du système à analyser et suivant la caractéristique de la grandeur cherchée pour la réponse. Les méthodes sont classées dans l'ordre de facilité de mise en oeuvre, de la plus simple à la plus complexe pour chaque configuration.

	Système Linéaire	Système Non-linéaire
Réponse maximale $u_m = \max_t [u(t)]$	Modale - spectrale Modale - temporelle Fréquentielle Intégration directe	Intégration directe
Réponse temporelle $u(t)$	Modale - temporelle Fréquentielle Intégration directe	Intégration directe

Tableau I-1 Méthodes de résolutions numérique

I-2 OSCILLATEUR A UN DEGRE DE LIBERTE.

L'oscillateur à 1 degré de liberté est constitué d'un bloc rigide, de masse M connecté à un support. La figure 1.1 présente un tel oscillateur, sollicité par une force $p(t)$ variable dans le temps. Le seul mouvement autorisé pour l'oscillateur est le déplacement horizontal, $u(t)$, de la masse. L'oscillateur est connecté à son support par un élément qui développe une force F , fonction du déplacement et de la vitesse de la masse M . La relation F caractérise le comportement de l'oscillateur; la force $p(t)$ caractérise la sollicitation.

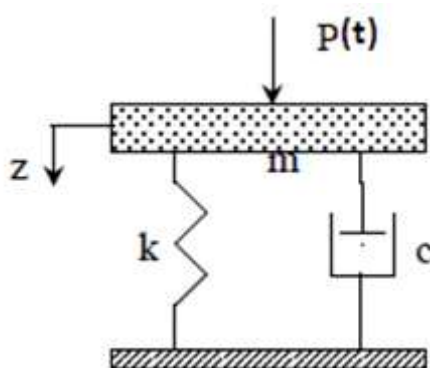


Figure I-1 – système à un seul degré de liberté

I-2-1 Loi De Comportement De L'oscillateur

Soit $u(t)$ le déplacement de la masse m par rapport à la position d'équilibre,

$u'(t)$ sa vitesse,

$u''(t)$ son accélération.

Lors du mouvement, m est soumise à :

$F_1(t) = -ku(t)$ force de rappel du ressort

$F_2(t) = -c u'(t)$ résistance de l'amortisseur

$p(t)$ force extérieure imposée.

La loi fondamentale de la dynamique s'écrit :

$$F_1(t) + F_2(t) + p(t) = M u''(t)$$

$$\text{ou } M u''(t) + c u'(t) + k u(t) = p(t)$$

Divisant les deux membres de cette équation par M, on obtient la formulation réduite de l'équation d'équilibre

$$\boxed{\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p(t)}{M}} \quad (1.1)$$

Alors l'équation d'équilibre fait intervenir les deux grandeurs fondamentales suivantes caractérisant l'oscillateur :

a- Pulsation Propre

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (1.2)$$

D'où la fréquence propre

$$f = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (1.3)$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} \quad \text{et la période propre (1.4)}$$

b-Pourcentage D'amortissement Critique

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{kM}} = \frac{c}{2M\omega} = \frac{c}{c_c} \quad (1.5)$$

où c_c est l'amortissement critique

$$c_c = \frac{2k}{\omega} \quad (1.6)$$

I-2-2 Vibrations Libres

Sous certaines **conditions initiales** pour la vitesse et le déplacement, les vibrations libres sont solutions de l'équation :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (1.7)$$

La solution générale de cette équation est recherchée sous la forme :

$$u(t) = \lambda e^{it} \quad (1.8)$$

Reportant (1.8) dans (1.7), l'inconnue i doit satisfaire l'équation

$$i^2 + 2\xi\omega i + \omega^2 = 0 \quad (1.9)$$

Dont la solution dépend du signe du déterminant :

$$\Delta = \omega^2 (\xi^2 - 1) \quad (1.10)$$

qui lui-même dépend de la valeur de ξ .

On distinguera trois cas possibles :

- **Système non amorti $\xi=0$ ou à amortissement sous-critique $\xi<1$**
- **système à amortissement critique $\xi=1$**
- **système à amortissement sur-critique $\xi>1$**

α -Système Non Amorti $\xi = 0$.

L'équation (1.7) se réduit à :

$$u'' + \omega^2 u = 0 \quad (1.11)$$

La solution de l'équation (1.11) pour des conditions initiales du déplacement $u(0)$ et de la vitesse $\dot{u}(0)$ est:

$$u(t) = \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \sin(\omega t) + u(0) \cos(\omega t) \quad (1.12)$$

De façon équivalente

$$u(t) = \rho \cos(\omega t - \theta) \quad (1.13)$$

Sachant que ρ désigne l'amplitude de la réponse et θ la phase

ρ désigne l'amplitude de la réponse et θ la phase

$$\rho = \sqrt{u^2(0) + \left(\frac{\dot{u}(0)}{\omega}\right)^2} \quad (1.14)$$

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\dot{u}(0)}{\omega u(0)} \quad (1.15)$$

La **figure 1.2** montre la variation d'un système non amorti.

Le mouvement est sinusoïdal de période $T=2\pi/\omega$ de l'oscillateur qui se prolonge indéfiniment avec une amplitude maximale égale à ρ .

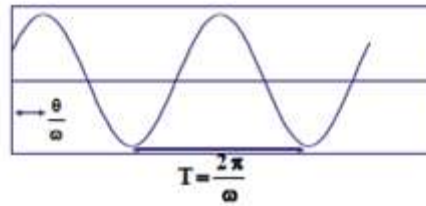


Figure I-2 Vibration libre d'une système non amorti

b- Système A Amortissement Sous-Critique

Ce cas correspond à $\xi < 1$ et $C < 2M\omega$. La solution de l'équation (1.9) conduit aux deux solutions :

$$s = -\zeta \omega \mp i\omega \sqrt{1-\zeta^2} \tag{1.16}$$

Introduisant la quantité

$$\omega_D = \omega \sqrt{1-\zeta^2} \tag{1.17}$$

La réponse du système soumis aux mêmes conditions initiales s'écrit :

$$u(t) = \left[\frac{\dot{u}(0) + \zeta \omega u(0)}{\omega_D} \sin(\omega_D t) + u(0) \cos(\omega_D t) \right] e^{-\zeta \omega t} \tag{1.18}$$

On appelle ça **pulsation propre amortie**,

La solution (1.18) peut être écrite, de façon équivalente, en introduisant l'amplitude ρ et la phase θ sous la forme :

$$u(t) = \rho e^{-\zeta \omega t} \cos(\omega_D t - \theta) \tag{1.19}$$

Elle est représentée en fonction du temps (Figure 1.3)

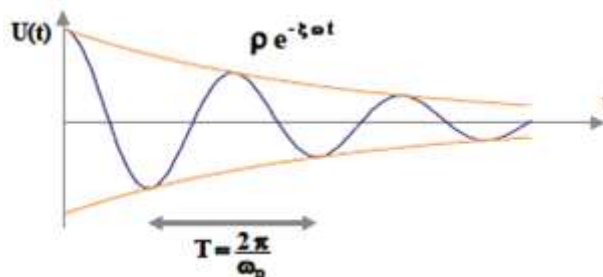


Figure I-3 Vibration libre d'une système à amortissement sous – critique

Conclusion : la figure montre que la réponse passe par des extrema espacés d'un temps $T=2\pi/\omega D$; l'amplitude des extrema, égale à $\rho e^{-\xi\omega t}$, décroît en fonction du temps pour tendre vers 0 au bout d'un temps infini. Le système revient à l'équilibre en oscillant autour de la position neutre correspondant à un déplacement nul.

c- Système A Amortissement Critique

Ce cas correspond à $\xi=1$ et $C=2M\omega$.

Sous les mêmes conditions initiales $u(0)$ et $u'(0)$, la réponse du système s'écrit :

$$u(t) = [(1 + \omega t)u(0) + t u'(0)] e^{-\omega t} \tag{1.20}$$

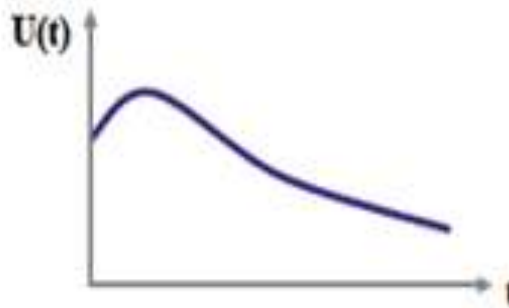


Figure I-4 Vibration libre d'une système à amortissement critique

La réponse ne présente aucune oscillation au cours du temps et le déplacement tend vers 0 au bout d'un temps infini. On peut en déduire que l'amortissement critique correspond à la plus petite valeur de l'amortissement pour laquelle la réponse en vibration libre ne comporte pas d'oscillations.

d. Système A Amortissement Sur-Critique

Ce cas correspond $\xi > 1$ et $C > 2M\omega$.

La solution de l'équation (1.9) s'écrit :

$$u(t) = \left[\frac{u'(0) + \xi\omega u(0)}{\hat{\omega}} \text{Sh}(\hat{\omega}t) + u(0) \text{Ch}(\hat{\omega}t) \right] e^{-\xi\omega t} \tag{1.21}$$

Sachant que

$$\hat{\omega} = \omega \sqrt{\xi^2 - 1} \tag{1.22}$$

Nous remarquons que La réponse est analogue à celle du système à amortissement critique mais le retour à l'équilibre s'effectue d'autant moins rapidement que le pourcentage d'amortissement critique est élevé.

Alors conclus la vibration libre d'un système sur-amorti ne comporte pas d'oscillations et que le système revient à l'équilibre au bout d'un temps infini.

I-2-3 Vibrations Forcées

Dans ce cas on étudiera les vibrations de l'oscillateur simple sont sous l'effet d'une sollicitation $p(t)$ directement appliquée à la masse M . On se restreindra dans la suite au cas d'un système à amortissement sous-critique, seul cas d'intérêt dans la pratique.

α -Sollicitation Harmonique

La $p(t)$ la sollicitation appliquée a la masse M donnée par l'expression suivante :

$$p(t) = p_0 \sin(\bar{\omega}t) \quad (1.23)$$

On doit chercher la solution de cette équation:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p_0}{M} \sin(\bar{\omega}t) \quad (1.24)$$

La solution générale s'écrit sous la forme d'une solution générale ;

$$u(t) = A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t) \quad (1.25)$$

Et d'une solution particulière :

$$u_1(t) = \lambda \sin(\bar{\omega}t) + \mu \cos(\bar{\omega}t) \quad (1.26)$$

Reportant cette equation dans l'equation (1.24) et $\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$ posons

On arrive à déterminer l'équation :

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} [A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)] + \frac{p_0}{k} \frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} [(1-\beta^2) \sin(\bar{\omega}t) - 2\xi\beta \cos(\bar{\omega}t)] \quad (1.27)$$

Le premier terme de cette équation constitue la réponse transitoire de l'oscillateur qui a été étudiée pour le système a amortissement sous-critique et le second est la réponse forcée ou stationnaire de celui-ci (figure 1.5).

Dans l'équation (1.27), les constantes A et B sont déterminées par les conditions initiales, vitesse et Déplacement du système, à l'instant $t = 0$.

Figure I-2 Vibration libère d'un système non amorti.

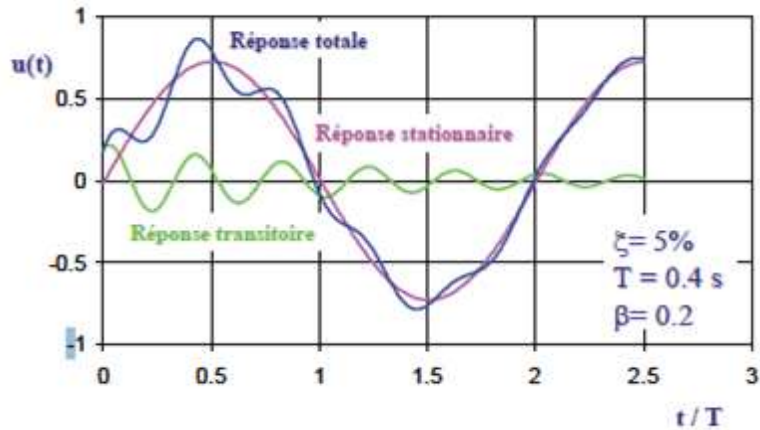


Figure 1-5 : Réponse de l'oscillateur soumis à une sollicitation harmonique

b-Etude De La Résonance

Pour l'oscillateur soumis à des conditions initiales nulles en déplacement et vitesse, $u(0) = u'(0) = 0$, l'équation (1.27) indique que la réponse s'écrit :

$$A = \frac{P_0}{k} \frac{1}{2\sqrt{1-\xi^2}} \quad B = \frac{P_0}{k} \frac{1}{2\xi} \quad (1.28 \text{ a})$$

$$u(t) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{2\xi} \left[\left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin(\omega_D t) + \cos(\omega_D t) \right) e^{-\xi\omega t} - \cos(\omega t) \right] \quad (1.28 \text{ b})$$

qui se simplifie pour les faibles valeurs de ξ et un temps t suffisamment élevé en :

$$u(t) = \frac{P_0}{2k\xi} (e^{-\xi\omega t} - 1) \cos(\omega t) \quad (1.29)$$

Lorsque le système est non amorti, le passage à la limite de l'équation (2.62b) pour $\xi \rightarrow 0$ donne pour réponse :

$$u(t) = \frac{P_0}{2k} [\sin(\omega t) - \omega t \cos(\omega t)] \quad (1.30)$$

La figure I.15 présente l'évolution dans le temps des réponses données par les équations (1.29) et (1.30). Pour le système non amorti, l'amplitude de la réponse croît d'une quantité π à chaque cycle et tend vers l'infini : le système devient instable

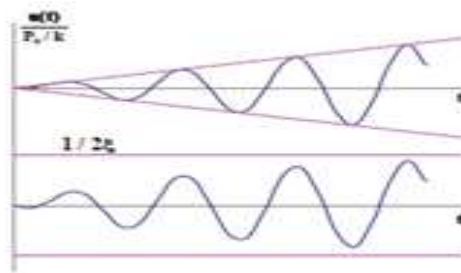


Figure 1-6 : Evolution de l'amplitude de la réponse d'un système en résonance

C-Sollicitation Impulsive

La sollicitation consiste en une impulsion appliquée soudainement à l'instant $t=\tau$ (figure 1.6).

L'étude de la sollicitation impulsive constitue la solution fondamentale élémentaire de la réponse de l'oscillateur, toute sollicitation générale pouvant être considérée comme une succession d'impulsions élémentaires.

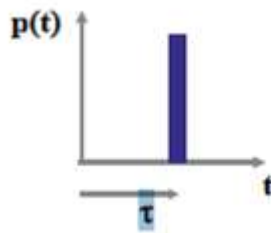


Figure 1-7 : Sollicitation impulsive

d-Sollicitation Quelconque

La sollicitation est définie par sa variation temporelle $p(t)$, cette variation peut être périodique ou totalement quelconque. Les techniques de la solution diffèrent selon le type de la variation mais tous dépend des développements de la sollicitation harmonique ou impulsive.

I-2-4- Réponse Sismique De L'oscillateur A Un Degré De Liberté

C'est en particulier le cas de sollicitations provenant par le sol comme les vibrations ambiantes ou les sollicitations sismiques; dans ce cas, le support de l'oscillateur simple représente le sol.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois

directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélération du sol en fonction du temps. C'est sous cette forme que la sollicitation du support est définie dans ce chapitre.

a-L'équation Du Mouvement

La figure 1.7 schématise le système à étudier. La masse M repose sur un support soumis à une accélération sismique $\ddot{y}(t)$. On supposera, dans un premier temps, que l'accélération est connue par sa variation en fonction du temps.

La masse est reliée à son support par un élément développant une force fonction du déplacement et de la vitesse relatifs de la masse par rapport à celui ci.

u est le déplacement relatif de la masse dans un référentiel lié au support **accélération**.

On considère que cette liaison est de type viscoélastique linéaire et s'écrit :

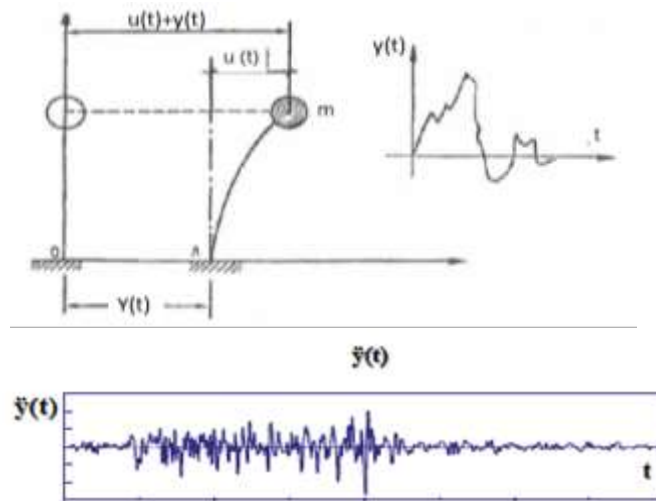


Figure 1-8 : Excitation sismique de l'oscillateur

I-3 – OSCILLATEUR A N DEGRES DE LIBERTE.

Un oscillateur a N degrés de liberté est une structure comportant plusieurs masses reliées entre elles par des éléments structuraux (barres, poutres, plaques,...). Il s'y développe plusieurs modes de vibration.

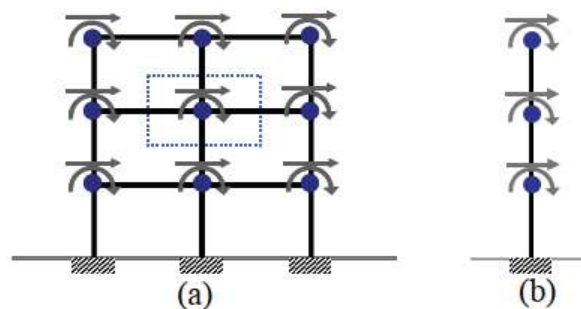


Figure 1-8 : Exemples d'oscillateurs multiples.

La résolution du problème de la réponse dynamique d'un oscillateur multiple est une généralisation du cas de l'oscillateur simple. Les différents coefficients associés à la masse unique m et à son déplacement $u(t)$ deviennent des vecteurs ou des matrices.

1.3.1 Equation De L'équilibre Dynamique

L'équation d'équilibre dynamique d'un de ce système peut être obtenue par le raisonnement que la résultante des forces appliquées sur chaque nœud et pour chaque degré de liberté est nulle. Ces forces se composent de :

- forces élastiques \mathbf{f}_S
- forces d'amortissement \mathbf{f}_D
- forces d'inertie \mathbf{f}_I
- forces appliquées extérieures \mathbf{p}

L'équilibre général du système s'exprime, pour chaque degré de liberté i :

$$\mathbf{f}_{Si} + \mathbf{f}_{Di} + \mathbf{f}_{Ii} = \mathbf{p}_i \quad (1.40)$$

supposant que le principe de superposition est valide, et donc que le système est linéaire, la force élastique développée suivant le degré de liberté i s'exprime par :

$$\mathbf{f}_{Si} = k_{i1} u_1 + k_{i2} u_2 + \dots = \sum_{j=1}^N k_{ij} u_j \quad (1.40a)$$

soit pour l'ensemble des degrés de liberté, sous la forme matricielle :

$$\mathbf{F}_S = \mathbf{K} \mathbf{U} \quad (1.40b)$$

Le coefficient k_{ij} représente la force engendrée suivant le degré de liberté i par un déplacement unité imposé au degré de liberté j .

La matrice \mathbf{K} représentant l'ensemble des coefficients d'influence k_{ij} est la *matrice de raideur* du système. En supposant que les forces d'amortissement sont d'origine visqueuse, et dépendent donc de la vitesse, on peut écrire de façon similaire :

$$\mathbf{f}_{Di} = c_{i1} \dot{u}_1 + c_{i2} \dot{u}_2 + \dots = \sum_{j=1}^N c_{ij} \dot{u}_j \quad (1.41a)$$

Soit sous forme matricielle :

$$\mathbf{F}_D = \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} \quad (1.41b)$$

c_{ij} : est un Le coefficient qui représente la force engendrée suivant le degré de liberté i par une vitesse unité imposée au degré de liberté j .

Finalement les forces d'inertie peuvent être exprimées de façon similaire

$$\mathbf{f}_{Ii} = m_{i1} \ddot{u}_1 + m_{i2} \ddot{u}_2 + \dots = \sum_{j=1}^N m_{ij} \ddot{u}_j \quad (1.42a)$$

soit sous forme matricielle :

$$\underline{F}_i = \underline{M} \ddot{\underline{U}} \quad (1.42b)$$

Regroupant les équations (1.40b), (1.41b) et (1.42b), l'équation d'équilibre dynamique du système s'écrit sous forme matricielle :

$$\boxed{\underline{M} \ddot{\underline{U}} + \underline{C} \dot{\underline{U}} + \underline{K} \underline{U} = \underline{P}(t)} \quad (1.43)$$

Les matrices \underline{M} , \underline{C} et \underline{K} ont pour dimensions $N \times N$, et les matrices \underline{U} et \underline{P} pour dimensions $N \times 1$ où N représente le nombre de degrés de liberté du système (égal au nombre de nœuds multiplié par le nombre de déplacements possibles du nœud).

1.3.2 Vibration Libres.

$$P(t) = 0 \quad C = 0 \quad \text{et on trouve : } U(t) = \sum a_j d_j \sin(\omega_j t + \theta_j) \quad \text{pour } j = 1, n \quad (1.44)$$

si n est le nombre de modes de vibration.

Le mouvement global est la somme de n mouvements sinusoïdaux appelés "modes de vibrations" et dont chacun est caractérisé par les paramètres suivants :

- une pulsation ω_j et donc une période propre $T_j = 2\pi / \omega_j$
- un vecteur déformation D_j appelé "déformée modale"
- un coefficient b_j , qui fixe l'amplitude des déplacements
- un déphasage θ_j

a_j et θ_j dépendent des conditions initiales du problème, par exemple le vecteur déplacement U_0 initial imposé à l'oscillateur à l'instant $t = 0$.

$$U_k = b_1 d_{k1} \sin(\omega_1 t + \theta_1) + b_2 d_{k2} \sin(\omega_2 t + \theta_2) + \dots \quad (1.45)$$

1.3.3 Oscillations Forcées.

Lorsque l'oscillateur multiple est soumis à un vecteur de forces extérieures variables $P(t)$, le vecteur déplacement $U(t)$ peut être mis sous la forme : $U(t) = \sum y_j(t) \cdot D_j$

Les $y_j(t)$, qui fixent les amplitudes des diverses déformées modales D_j intervenant dans la déformée globale sont des intégrales de Duhamel.

CHAPITRE II : INTERACTION SOL– STRUCTURE

II.1 INTRODUCTION:

L'interaction sol-structure est l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Elle traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) en présence de l'autre lors Séisme.

C'est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol et de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique ont été pris en considération 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 en tenant compte de l'interaction sol-structure est différente de l'analyse sismique de la même structure considérée encastree 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 de ces dernières de manière significative

Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couche de sol sont traversée par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe. La nature des ondes est dictées par les caractéristiques de source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés, Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure.

Le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant ; le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci .Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments .Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'nteraction.

L'interaction sol-structure recouvre classiquement plusieurs aspects, Le principe de l'ISS sismique non linéaire est de tirer parti:

- De la ductilité des sols en cisaillement,
- De la ductilité de l'interface sol-structure,
- Du décollement de la fondation

L'interaction sol-structure est caractérisée par la modification de l'accélération à la surface du sol induite par la présence des fondations et de la superstructure. En l'absence de superstructure, l'interaction sol-fondations, appelée interaction cinématique, provient de différence de rigidité entre le sol et les fondations. Cette différence induit une modification de la réponse du sol dans le champ proche de la fondation. La présence de la superstructure génère des forces d'inertie qui sont à l'origine de l'interaction inertielle.

La résolution du problème d'interaction sol- structure , dépend de celle des problèmes suivants :

- ❖ La définition de l'alea sismique et du mouvement résultant
- ❖ L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique
- ❖ L'évaluation du comportement du sol champ libre,
- ❖ l'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique

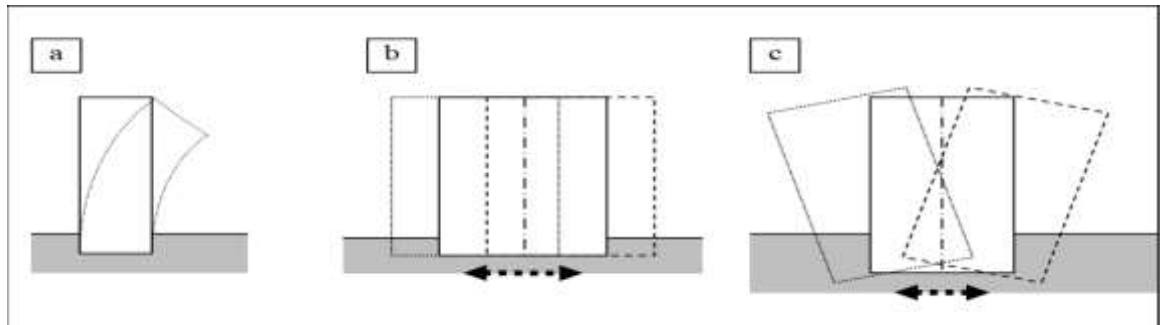


Figure II. 1 Interaction sol – structure

- Sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique
- Sans ISS Bâtiment raide de très bonne résistance mécanique
- Avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique

II.2 . ETUDE DU PROBLEME D'INTERACTION SOL STRUCTURE :

II.2.1 Formulation D'un Problème D'interaction

L'analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation de la caractéristique du sol avec la profondeur,
- Le comportement de non linéaire du sol
- Le caractère tridimensionnel du problème
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement
- L'interaction avec les structures avoisinantes.

Pour les études de l'interaction sol-structure, le modèle d'ondes sismiques généralement considéré est celui d'onde de volume se propagent verticalement à partir d'un bed – rock horizontal supposé rigide.[1]

II.2.2 Mouvement Du Sol En Champ Libre :

Le mouvement sismique est défini par un accélérogramme ou par un spectre de réponse. Ce mouvement est très influencé par les conditions géotechniques locales l'étude d'un site doit suivre les principes suivants.

- Définition du mouvement à la surface du sol
- Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol
- Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site.
- Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables

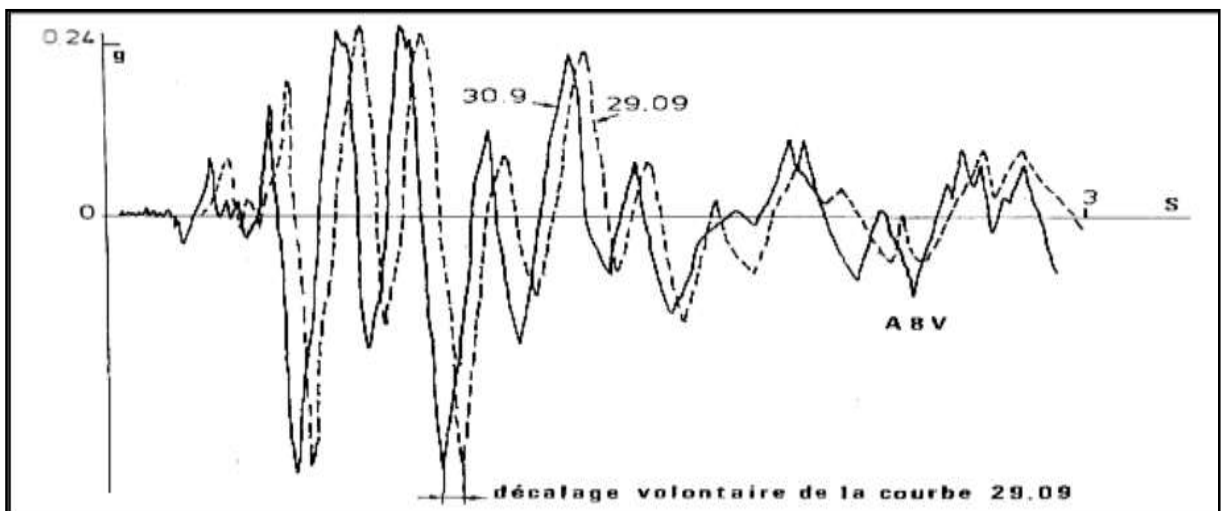


Figure II. 2 Accélération en champ libre

II-3 –METHODE D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL – STRUCTURE

En générale , les approches proposées pour l'analyse de l'interaction sol –structure peuvent être classées en trois catégories : les méthode globale , les méthode de sous structure et les méthode hybrides chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol structure les méthode sont décrites et détaillées dans de nombreuses ouvrages pecker (1984) et wolf (1988) et aussi dans les différence thèses cremer (2001), Chatzigogos (2007) et grage (2008). Nous présentons succinctement , par la suite , chacune de ces trios type methodes.

II-3-1 –Méthode Directes

La méthode directes, appelées aussi méthodes globale , traiten le probléme de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément . elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure. Les élément sol , fondation et structure sont considérés avec leur comportement et condition de contact dans la même analyse . le calcule est effectué en une seule étape . ces approches permettent de prendre en compte des aspects importants de l'interaction sol-structure , notamment l'hétérogénéité du sol , la présence de l'eau , le comportement non lineare et irréversible des géométrieaux et les conditions de contact sol-structure.

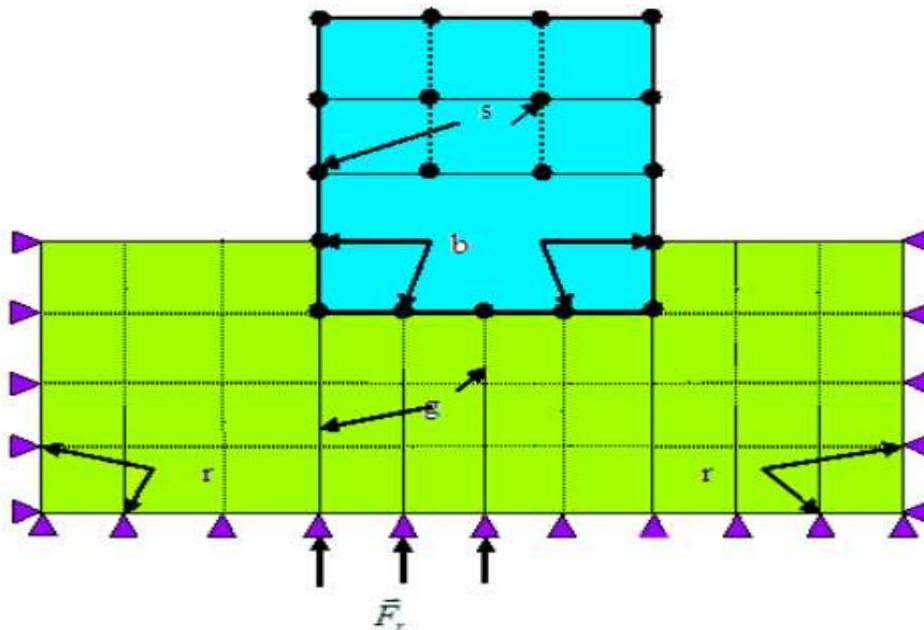


Figure II- 3- Système sol – structure

L'équation de mouvement dans le domaine temps ou fréquentiel du système sol-structure s'écrit :

$$M\ddot{U} + CU + KU = P \text{ (II.1)}$$

OuM, C et k désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, U représente le vecteur de déplacement du système, et P est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes de l'élément finis et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

La frontière fictive extérieure du sol doit être placée suffisamment loin de la structure pour éviter la réflexion des ondes émanant de l'interface sol – structure pendant toute la durée d'analyse (formelle 3.1) dans le cas où cette procédure donne lieu à un calcul très coûteux (à cause du nombre élevé de degrés de liberté du système discret), on pose des frontières absorbantes pour limiter les dimensions du problème.

II-3-2 – Méthode De Sous – Structures

Les approches basées sur la notion de sous – structure, qui consiste à traiter le problème en plusieurs étapes sont plus faciles à traiter que le problème globale (formelle 2.1)

Cette approche découple généralement les analyses cinématique et inertielle et fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global Kausel et al (1978), Aubry et al (1982) et Pecker (1984). Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constituées d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiqué sur la figure 2.2. On écrit l'équation d'équilibre de chaque sous système, puis on impose les conditions de compatibilité à l'interface (continuité des déplacements et des contraintes).

La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et la fondation en l'absence de la superstructure et où le mouvement de la fondation probablement différent du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des fondations. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de la fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure. La détermination du mouvement de la fondation par la résolution du problème d'interaction cinématique (masse de superstructure égale à zéro) est une phase nécessaire pour déterminer la sollicitation imposée à la base de la structure, car la rigidité de la fondation peut modifier la réponse du système sol – fondation. Le mouvement obtenu peut être ainsi différent de celui en champ libre.

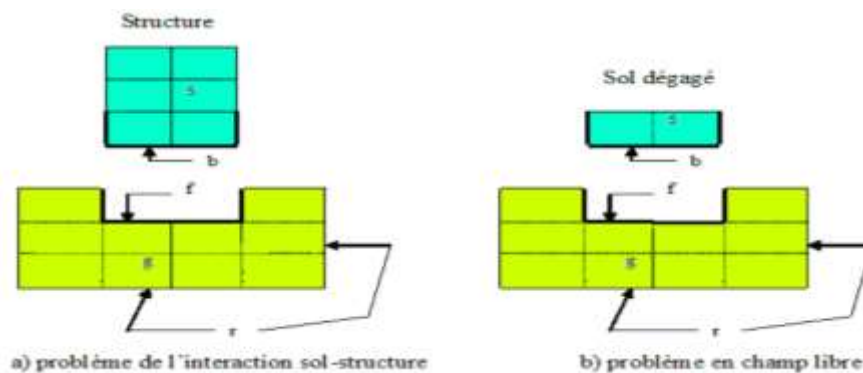


Figure II.4 Interaction sol structure

IL est à noter que l'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques. Ces derniers utilisent généralement une procédure simplifiée, qui consiste à évaluer les efforts sismiques induits dans les fondations à partir des forces inertielles.

La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance dynamique des fondations, elle consiste à remplacer le système sol – fondation par des éléments ressort – amortisseurs linéaires ou non –linéaires. Le calcul des impédances dynamiques constitue la première étape de l'analyse de l'interaction inertielle et l'analyse de l'interaction cinématique. Dans la plupart des études, les impédances sont estimées par des méthodes analytiques, semi analytiques et numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments finis et la méthode des éléments de frontière couplée avec la méthode des éléments finis) ou par des expressions approchées (Luco (1974), Kausel et Roesset (1975), Gazetas (1983), Wong et Luco (1985), Boumekik (1985) et Sbartai (2007) et . Les fonctions impédances comportent une partie réelle et une partie imaginaire dépendantes de la fréquence. la rigidité représente la partie réelle et l'amortissement représente la partie imaginaire.

Dans ce travail, la méthode de sous – structure a été utilisée pour étudier la réponse sismique d'une fondation posée à la surface ou encastrée dans un massif de sol homogène viscoélastique limité par un substratum rigide.

II-3-3 –Méthode Hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages de la méthode directe et des méthodes de sous – structure. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous domaines : un champ lointain et un champ proche.

Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol – structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. IL peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. IL s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe ; par exemple la méthode des éléments finis.

Paolucci et Pecker (1997) et Cremer (2001) ont développé les modèles sous chargements cycliques et dynamique en 2d pour la fondation filante ou radier en prenant compte le décollement de la fondation . plus récemment, le modèle a été complété par Grange, (2008) dans ce modèle, les fondations filantes, rectangulaires et circulaires, sont implantées sous chargements : statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.

II-4 –REPONSE DYNAMIQUE DES FONDATIONS

Le dimensionnement des fondations nécessite toujours trois étapes préliminaires qui sont : L'établissement des critères de performances (critère de rupture ou limitation de l'amplitude de vibration) ; La détermination des charges dynamiques appliquées; et la modélisation du sol et l'évaluation de ses propriétés dynamiques pour déterminer la réponse dynamique des fondations.

L'amplitude de vibration ; la détermination des charges dynamiques appliquées et la modélisation du sol et l'évaluation de ses propriétés dynamiques pour déterminer la réponse dynamique des fondations.

Les deux premières étapes influencent dans une moindre mesure la réponse dynamique de la fondation. Par contre la 3ème étape nécessite plus d'attention car celle-ci affecte directement le comportement dynamique des fondations à l'interaction de cette dernière avec le sol.

Les critères de performance couramment utilisés imposent à la fondation un mouvement de faibles amplitudes. le comportement du système de fondation reste de ce fait linéaire. Ainsi, il résulte que pour des charges périodiques, la réponse de ce système peut être obtenue par superposition de la réponse harmonique à différentes fréquences.

En pratique ; le sol est formé de plusieurs couches de caractéristiques différentes. de plus, dans la plupart des cas, les fondations sont posées ou encastrées dans un sol homogène ou hétérogène limité par un substratum indéformable. Les conditions de frontières mixtes inhérentes de viennent assez complexes pour qu'une solution du problème puisse être obtenue par des méthodes analytiques. Par leur nature discrète, la méthode semi analytique la méthode de l'élément fini et celle des différences finies s'adaptent bien à la géométrie du problème et peuvent même englober les différents types de fondations.

Les fonctions d'impédance constituent l'outil de base pour l'étude de la réponse dynamique de la fondation. En géodynamique, les ingénieurs sont confrontés à des domaines de très grande taille dont l'influence sur les structures qu'ils cherchent à dimensionner est prise en compte via une matrice d'impédance aux interfaces. Cette matrice possède 6 degrés de liberté (translation verticale ou pompage, translation horizontale ou tamis. Rotation d'axe horizontale ou balancement, rotation verticale d'axe ou torsion). Les termes de la matrice d'impédance s'expriment sous la forme de fonction à valeurs complexes dépendant de la fréquence.

Nous ne considérons que des massifs rigides soumis à des sollicitations harmoniques (forces et moments). Dans le comportement des fondations sollicitations harmoniques, le système sol fondation peut être schématisé avec une très bonne approximation par un ensemble de systèmes oscillants simple, composé d'une masse d'un ressort et d'un amortisseur figure(II.5).un tel système existe pour chaque degré de liberté de mouvement de la fondation .

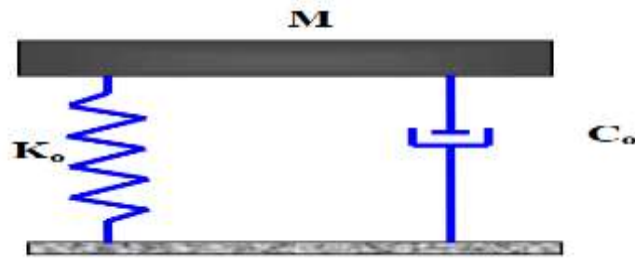


Figure II.5. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale

II.4.1. Modélisation du sol par un système de ressort amortis

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

- Du mouvement que prendrait le bâtiment fictif, supposé sans masse sous l'action de l'excitation sismique imposée à la base du modèle : interaction cinématique.
- En 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.

Pour l'étude de l'interaction sol – structure, en plus de l'amortissement inerme du sol ,on considère que l'amortissement géométrique ou radiatif ne dépende que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement du sol et de la fréquence du mouvement . **L'amortissement géométrique** correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini, par rayonnement des vibrations dans le sol

la modélisation de l'ISS par ressort concentrés est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble, mais nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier on obtient ainsi formellement quatre raideurs de sol en fonction de la fréquence :

- ❖ Raideur de translation verticale : $K_v(f)$
- ❖ Raideur de translation horizontale : $K_h(f)$
- ❖ Raideur de translation rocking : $K_{h\theta}(f)$
- ❖ Raideur de torsion autour d'un axe vertical : $K_R(f)$ [2]

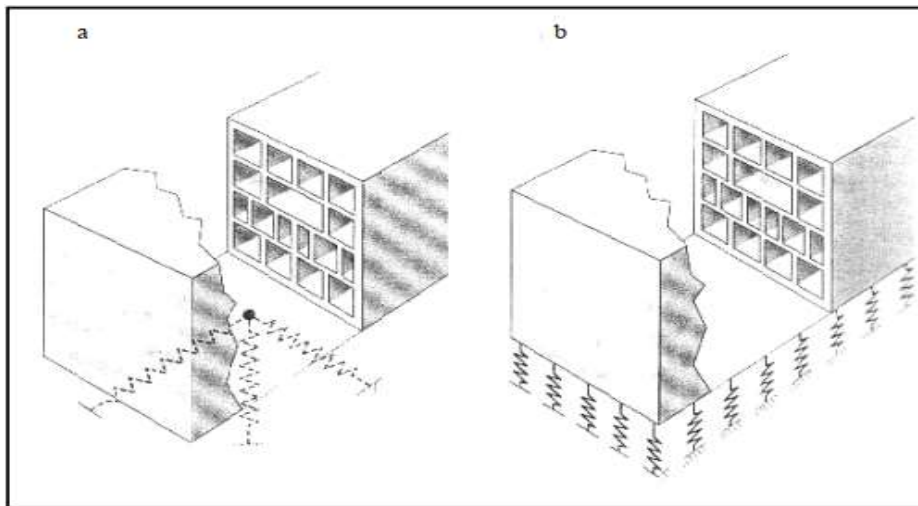


Figure II.6 Modélisation du sol par un système de ressorts

- a) Ressort centrés
- b) Ressorts répartis

II.4.2. Définition des Fonctions d'impédance:

Pour illustrer la notion d'impédance d'une fondation, grandeur essentielle pour le calcul sismique d'une structure par une méthode de sous structures, considérons le cas simple d'un bloc rigide reposant sur un semi – espace supposé élastique, à six degré de liberté. A chaque degré de liberté, on lui associe un coefficient de raideur K et un coefficient d'amortissement C

Par définition, l'impédance de la fondation est égale à la réaction exercée sur une fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à des déplacements harmoniques unitaires dirigés suivant l'un de ses degrés libres. La fondation étant la masse, l'impédance représente également le quotient d'une force directement appliquée à la fondation (qui est égale à la réaction du sol) par le déplacement résultant. une fondation rigide possédant six degré de liberté ce qui correspond à une matrice d'impédance $[K(\omega)]$ de dimension (6×6) si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine. Si de plus la fondation possède des axes de symétrie, certains des termes de couplage (termes hors diagonale) s'annulent.

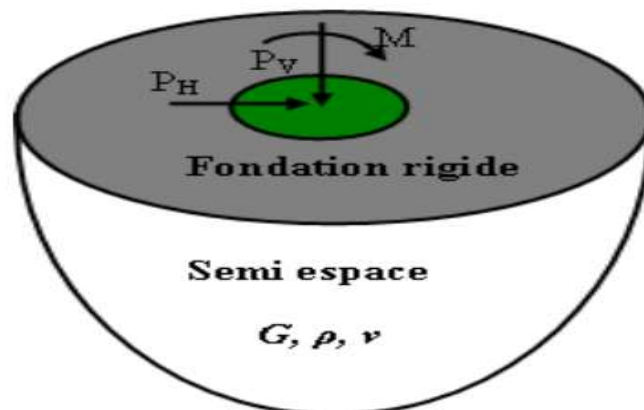


Figure II.7 Modèle géométrique d'une fondation superficielle circulaire [33]

Chaque terme de la matrice représente donc le quotient de la force appliquée par le déplacement résultant. Chaque terme de la matrice représente donc le quotient de la force appliquée par le déplacement résultant suivant le même degré de liberté. Dans la suite du paragraphe, on raisonnera donc sur un des termes de la matrice que l'on notera K , par exemple celui qui correspond au mode vertical, sachant que les considérations qui ont été développées ci-dessus sont également applicables aux autres termes; on dénommera ce terme par le vocable impédance.

Considérons une fondation de forme quelconque reposant à la surface d'un milieu (sol) semi-infini et soumise à une sollicitation harmonique $p_0 e^{i\omega t}$. Outre la sollicitation appliquée, les forces qui s'exercent sur la fondation sont les forces d'inertie et les forces de la réaction du sol $R(t)$, il en résulte, en régime stationnaire, un déplacement $u_0 e^{i\omega t}$ de la fondation.

Soit $U(t)$ son déplacement lorsqu'elle est soumise à une force appliquée $p(t)$ par définition, on appelle

Associés à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques

Géométriques mais de masse nulles. $u(t)$ son déplacement lorsqu'elle est soumise à une force appliquée $p(t)$. Par définition, on appelle impédance d'une k_v le quotient de la force appliquée au déplacement de la fondation sans masse. Dans le cas général, la sollicitation et la réponse ne sont pas en phase; cette impédance est donc une expression complexe :

$$K_v = \frac{p(t)}{u(t)} \quad (\text{II.2})$$

Il est évident que les forces d'inertie de la fondation sont nulles (fondation sans masse), l'impédance est égale au quotient de la réaction $R(t)$ exercée par le sol sur la fondation au déplacement de celle-ci :

$$K_v = \frac{R(t)}{u(t)} \quad (\text{II.3})$$

Dans le cas d'une fondation partiellement encastree, la réaction $R(t)$ se compose des efforts développés sous la base de la fondation et des efforts développés le long des faces latérales en contact avec le sol.

A partir de l'équation (2.2), on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement et de torsion, de balancement et de torsion. Il existe également une impédance de couplage balancement – horizontale et une autre torsion – verticale.

La considération d'un oscillateur simple à un degré de liberté (figure 2-7) est utile pour la compréhension de la forme générale prise par la fonction d'impédance. L'équation d'équilibre dynamique d'un tel oscillateur, de caractéristiques $M.C.K$ soumis à une sollicitation harmonique s'écrit

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P e^{i\omega t} \quad (\text{II.4})$$

La solution générale

$$U(t) = \frac{p_0 e^{i\omega t}}{(k - \omega^2 M) + i\omega C} \quad (\text{II.5})$$

En comparant cette équation à l'équation 2.2 , l'impédance dynamique s'écrit alors :

$Kv = (K - \omega^2 M) + i\omega C$. Elle se compose, d'une partie imaginaire. le déplacement est la somme d'une partie réelle en phase avec la sollicitation qui traduit les caractéristiques d'amortissement. En faisant

intervenir la pulsation propre $\omega R = \sqrt{\frac{K}{M}}$ et le facteur d'amortissement $\beta = \frac{C}{2KM}$ on peut écrire :

$$Kv = (K - \omega^2 M) + i\omega C = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega R} \right)^2 + 2i\beta \frac{\omega}{\omega R} \right] \quad (\text{II.6})$$

Ou' ωR désigne la pulsation propre.

D'après l'examen de la relation (II.6). on remarque que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la raideur.

D'après l'examen de la relation (2.6), on remarque que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la raideur statique K et un terme qui représente la partie dynamique .

On notera également que la partie réelle de l'impédance peut être négative pour des hautes fréquences :

$$Kv = Ks [K1(\omega) + i\alpha_0 C1(\omega)] \text{ avec } \alpha_0 = \frac{\omega r_0}{C_s} \quad (\text{II.7})$$

Ou' α_0 est la fréquence adimensionnelle définie par une dimension caractéristique de la fondation (le rayon r_0 pour une fondation circulaire la demi largeur B_f pour une fondation rectangulaire) . C_s est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et ω la pulsation de l'excitation harmonique.

Dans l'équation (2.7) l'impédance est factorisée par la statique K_s associée au mode correspondant de la fondation K_1 et C_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation ω . Lorsque le sol de fondation présente un amortissement matériel, l'impédance est souvent écrite de façon à isoler l'influence de cet amortissement sous la forme suivante :

$$Kv = Ks [K1(\omega) + i\alpha_0 C1(\omega)] (1 + 2i\beta) \quad (\text{II.8})$$

Cette formulation est intéressante pour un demi – espace homogène, ou pour un milieu dont les propriétés varient lentement avec la profondeur, les valeurs de K_1 et C_1 sont alors pratiquement indépendantes de la valeur de β

II.5. DETERMINATION DE LA REPONSE DYNAMIQUE

Le calcul du mouvement de l'interaction inertielle constitue la principale étape de l'étude sismique.

II-5 - 1 - L'amortissement

Les phénomènes d'amortissement jouent un rôle majeur dans la réponse des structures on peut le décomposer en deux points

a. Amortissement Interne Ou Structural :

il engendre la principale dissipation d'énergie suite à la déformation des matériaux

- Par un amortissement visqueux : caractérisant la dissipation d'énergie dans le domaine élastique et lié à la viscoélasticité des matériaux dépendant de la fréquence $\varepsilon = \frac{C}{2\sqrt{Km}}$
- Par un amortissement d'hystérésis : caractérisant dans le domaine inélastique
Indépendant de la fréquence

$$M \ddot{U} + K(1+2\beta)U = p(t) \quad (\text{II.9})$$

$$\xi = \beta \frac{\omega n}{\omega} : \text{Amortissement visqueux équivalent}$$

b. Amortissement Externe :

- Par les frottements entre les éléments structuraux
- Par l'interaction entre le sol et les fondations.

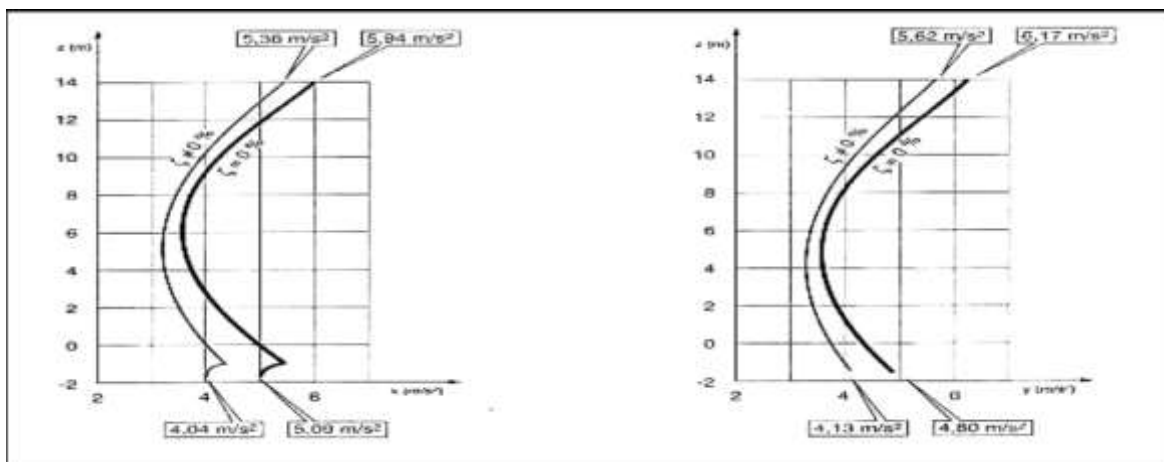


Figure II- 8 Influence de la prise en compte de l'amortissement du sol sur les valeurs des accélérations en m/s^2

On traite l'amortissement externe et l'amortissement d'hystérésis comme un amortissement visqueux donnant lieu à la même dissipation d'énergie.

Ainsi parle d'un amortissement total ξ équivalent.

$$\xi = \frac{\text{Amortissement critique}}{\text{Amortissement effectif}}$$

II- 5 - 2 -Le Coefficient De Poisson

Le coefficient de Poisson ν représente l'aptitude du matériau à se comprimer et traduit le rapport entre l'allongement relatif transversal et l'allongement relatif longitudinal. Ainsi, cette quantité lie les composantes de l'état de déformation. Dans le cas d'une compression uni axiale, la relation intervient entre la direction de sollicitation longitudinale L et la direction transverse T de la façon présentée par l'équation (II.10) Le coefficient de Poisson est surtout fonction du type du matériau et de sa densité.

$$E_T = - \nu E_L \quad (\text{II.10})$$

II- 5 - 3 Le Module De Cisaillement

Pour déterminer le module G , on doit obtenir la fonction qui relie la contrainte de cisaillement à la déformation de distorsion. Les lois contrainte – déformation ne sont pas linéaires aux grandes déformations et leur linéarité n'est qu'approchée aux faibles déformations. La courbe de la Figure 2.4 illustre un exemple de comportement lors d'une sollicitation cyclique (c'est un hystérésis qui se développe en fonction du nombre de cycles). Le module de cisaillement maximum G_0 ou G_{\max} définit le comportement **élastique** du sol (distorsion $\leq 10 - 3$). G_{\max} est le module tangent qui est égale à la pente de la tangente à l'origine de la courbe contrainte – déformation. Dans le domaine **élasto –plastique**, les déformations sont représentées par un module sécant ou linéaire équivalent G qui est souvent exprimé sous la forme réduite G/G_{\max} . Il existe dans la littérature un nombre important de relations de G/G_{\max} en fonction de ν pour les différents types de sols G peut être déterminé à partir de vitesse de cisaillements V_s et de la densité, par la relation (II.11)

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{II.11})$$

La vitesse des ondes de cisaillement est un paramètre qui permet de caractériser le sol d'un point de vue mécanique ou géotechnique. L'avantage de ce paramètre est qu'il peut être mesuré in-situ à l'aide d'une méthode non intrusive (sans forage ni sondage). Le module de cisaillement à faible déformation est lié aux propriétés géotechniques du sol. Il dépend de l'indice des vides e du degré de sur consolidation et conditions de chargement. Il peut être déterminé de façon indirecte à l'aide des relations présentées au tableau 2.1 pour les sols granulaires et au tableau 2.2 pour les sols cohérents. Dans le tableau 2.2 k est un coefficient qui varie entre 0 et 0.5. Pour les sols granulaires, la variation du module de cisaillement en fonction des déformations dépend de :

- ✓ L'indice des vides e ,
- ✓ La contrainte effective moyenne (σ_m ou σ_0)
- ✓ Les caractéristiques granulométriques

II-6- DETERMINATION DES FONCTIONS IMPEDANCES ET DE LA REPOSE SISMIQUE DES FONDATIONS :

Bien que les codes de constructions parasismiques actuels consistent à calculer la réponse sismique d'une structure en considérant que la structure est encastree à sa base.

L'analyse du comportement dynamique de la structure dans son environnement montre que la présence de la structure peut apporter à celui en champ libre. Il est par conséquent nécessaire

d'étudier la réponse dynamique d'un ouvrage en prenant en compte l'interaction entre le sol, la fondation et la structure, car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique.

Actuellement, différentes procédures sont employées pour la détermination de la réponse dynamique de fondation de forme quelconque soumises à différentes sollicitations harmoniques (force ou moment , ondes d'origines sismiques). Dans cette section, on va présenter les différents travaux de recherches trouvés dans la littérature pour chaque type de modèles analytiques ou numériques. En reprenant la classification de Gazetas (1983) on peut distinguer :

II-6- 1 - Les Méthodes Analytiques :

La réponse dynamique des fondations est obtenue à partir des solutions analytiques des équations de l'élasto dynamique dans chaque couche de sol .Suivant la façon dont est traitée la condition aux limites de l'interface sol – fondation, on peut distinguer les solutions entièrement analytiques et les solutions semi – analytiques. Les solutions analytiques ne peuvent être obtenues qu'en simplifiant la condition de contact à l'interface sol – fondation l'application de transformation intégrale conduit, pour chaque mode vibration, à un ensemble d'équation intégrale.

La solution au problème d'une force harmonique appliquée à la surface d'une demi – espace élastique a été obtenue par Lamb (1904) par intégration de cette solution sur une surface circulaire. Reissner (1936) est le premier à étudié la réponse d'un disque circulaire de rayon r sollicitant un semi – espace élastique. IL fait l'hypothèse d'une répartition uniforme des pressions sous la semelle. Il l'existence d'une énergie dissipée par radiation. Les oscillations de la fondation donnent naissance à des ondes de volume et à des ondes de surface dont le contenu énergétique est nul. Dans un milieu semi – infini, ces ondes se propagent indéfiniment, et ne restituent donc pas, sous une forme ou une autre, l'énergie qu'elles contiennent . IL y a donc dissipation d'énergie, et tout se passe donc comme si le milieu présentait un amortissement, bien qu'il soit supposé élastique linéaire et non dissipatif.

Quinlan (1953) et Sun (1953) ont obtenu des solutions pour le cas de répartition de contrainte uniforme, parabolique ou elliptique. Ces solutions ne représentent pas l'impédance d'une fondation rigide. En effet, sous une fondation la répartition de contrainte n'est ni uniforme, ni parabolique, ni elliptique le problème à résoudre est en fait un problème aux conditions aux limites mixtes

II- 6 - 2 Les Méthodes numériques

La méthode des éléments finis (F E M) est une méthode de discrétisation destinée à chercher une solution approchée à un problème physique sous une forme variation c'est – à dire à chercher une solution approchée du problème . Elle consiste à décomposer le milieu en éléments finis limités par des frontières et à écrire la fonctionnelle globale comme une somme de fonctionnelles relatives à chaque élément. Dans chaque élément les champs de déplacements inconnus sont représentés par une méthode de Ritz au moyen d'une base fonctionnelle propre à chaque élément et dont les fonctions de base sont appelées fonctions d'interpolation. Les fonctions d'interpolation sont choisies en principe de façon à réaliser la continuité des champs inconnus à la traversée des frontières connues des éléments.

Cette méthode se présente comme une méthode de Ritz par morceaux destinée à rendre algébrique le problème au moyen d'inconnues nodales, c'est une méthode plus flexible que les méthodes analytiques du fait que la discrétisation du milieu continue permet de traiter des problèmes complexes (sol stratifié , fondations encastrées ,fondations de forme quelques).

II- 7- Conclusion

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème des interactions sol structure ainsi que la modélisation de ces interactions compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol, et l'étude de l'importance de l'impédance des fondations.

CHAPITRE III: PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL PLAXIS 3D

INTRODUCTION :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes .

III - 1 - LA METHODE DE L'ELEMENT FINI

L'utilisation des logiciels de calcul par éléments finis dans le calcul des structures et des ouvrages en génie civil a permis de traiter le problème d'interaction sol structure sous différents aspects. Dans la méthode aux éléments finis, le comportement d'un sol est représenté par un modèle constitutif.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- ❖ La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- ❖ L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres etc...
- ❖ L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes

III 1-1 Concepts De Base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique et à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu la MEF est extrêmement puissante puisqu'elle des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. Permet d'étudier correctement des structures continues ayant.

III.1.2. Calculs Par La MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- ❖ Elle nécessite
 - la définition de la géométrie du problème
 - le choix d'une loi de comportement
 - l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles
- ❖ Elle permet :
 - D'effectuer les calculs d'écoulement.
 - De simuler tous les phases de travaux.
 - De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain, etc...
 - De calculer un coefficient de sécurité
- ❖ Les sorties
 - les déplacements
 - les déformations
 - les contraintes totales et effectives.
 - les pressions interstitielles
 - De calculer un coefficient de sécurité

Les principaux logiciels utilisés pour cette étude sont:

- PLAXIS (logiciel hollandais développé par l'équipe du pr. Vermeer)
pour notre problème, on utilise PLAXIS 3D
- ROBOT STRUCTURAL millennium.

III- 2 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 3D:

Introduction : Gravité et poids des réaux

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Gravité et poids des réaux

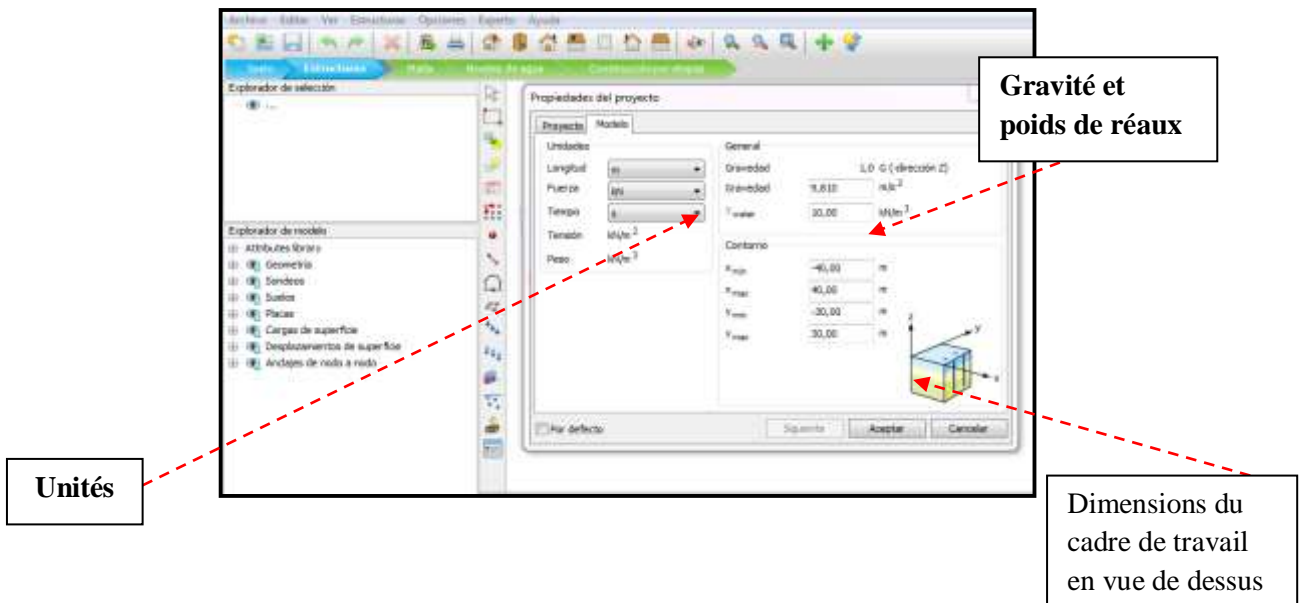


Figure III-1 Interface du code de calcul Plaxis 3D

III.2.1. Code De Calcul PLAXIS :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels.

Pour notre problème, on a choisi d'utiliser le code de calcul PLAXIS. La démarche suivie dans le développement de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant une loi de comportement dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans PLAXIS : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, etc.

Le code PLAXIS de la société PLAXIS B.V, est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Très fiable sur le plan numérique. Le manuel d'utilisation du code PLAXIS présente une description détaillée du logiciel. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données

aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

a. Options Par Défaut Et Solutions Approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

b. Les Sous-Programmes de PLAXIS :

L'interface d'utilisation de plaxis se compose de quatre sous – programmes (input,calculations,Output et curves) .

c. Le programme d'entrée de données (Input) :

le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générés les conditions initiales.

d. La barre de menus (bar menu) :

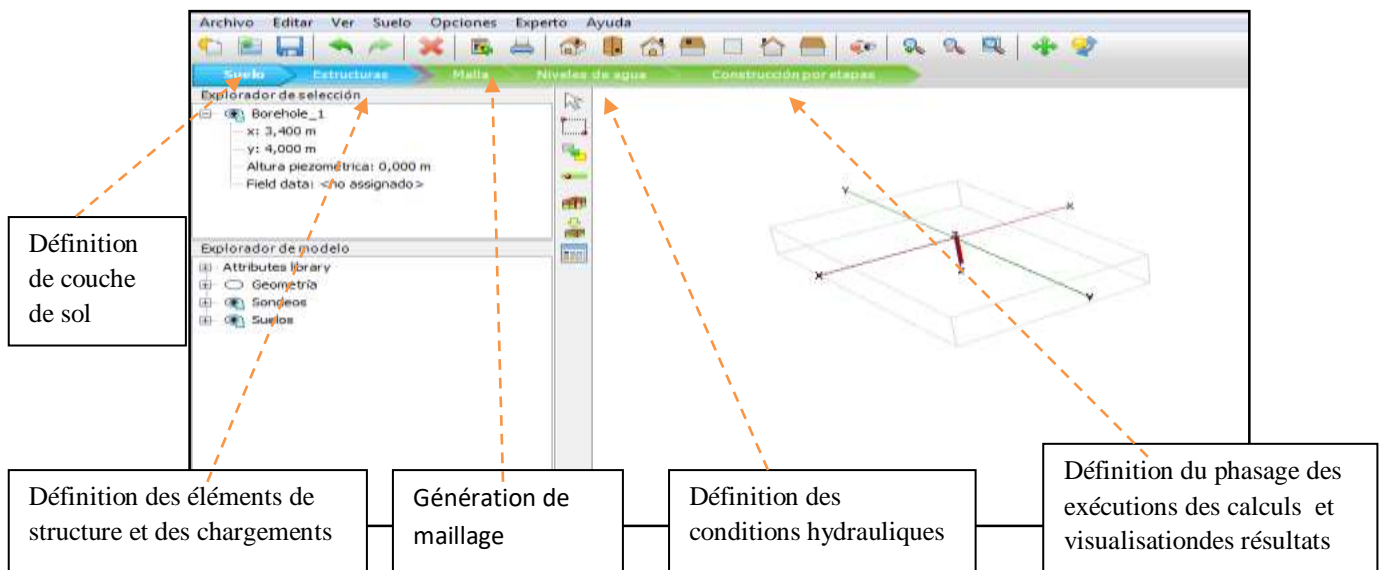


Figure III.2 Fenêtre de l'interface d'utilisation de plaxis

e. Le programme de Calcul (Calculations) :

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

F. Le Programme De Résultats (Output) :

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. [3]

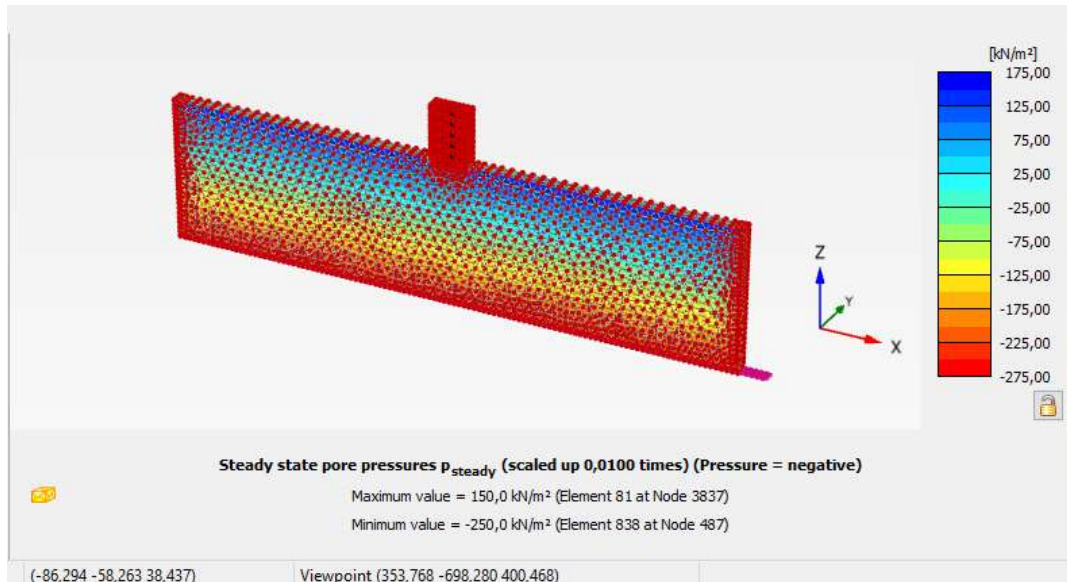


Figure III.3 : Fenêtre principale du programme Output.

g. Le Programme Courbe (Curves) :

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. [3]

Donc la réalisation d'une modélisation avec PLAXIS se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- ✓ Utilisation du préprocesseur « PLAXIS input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- ✓ Lancement du code de calcul éléments finis « PLAXIS calculate » ; pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- ✓ Utilisation de post – processeur « PLAXIS Output » pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- ✓ Utilisation de poste – processeur « PLAXIS Curve » ; pour l'interprétation des courbe de consolidation, chemin des contraintes, etc

III .2.2 La Démarche De Modélisation Avec PLAXIS :

Nous présentons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS.

a. Géométrie :

La première étape sous PLAXIS est la définition de la géométrie. La création du modèle géométrique est la représentation du problème réel à étudier . Un modèle géométrique consiste à des points , des lignes et des couche

c. Conditions Aux Limites :

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

d. Définition Des Paramètres Des Matériaux :

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type , le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir , en plus de la définition des caractéristiques mécaniques , leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés , il faut également définir le comportement hydraulique. [4]

e. Maillage :

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de PLAXIS .l'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier ; grossier, moyen, fin, très fin).L'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région ou/ et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le le « mesh » menu .

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos [4]

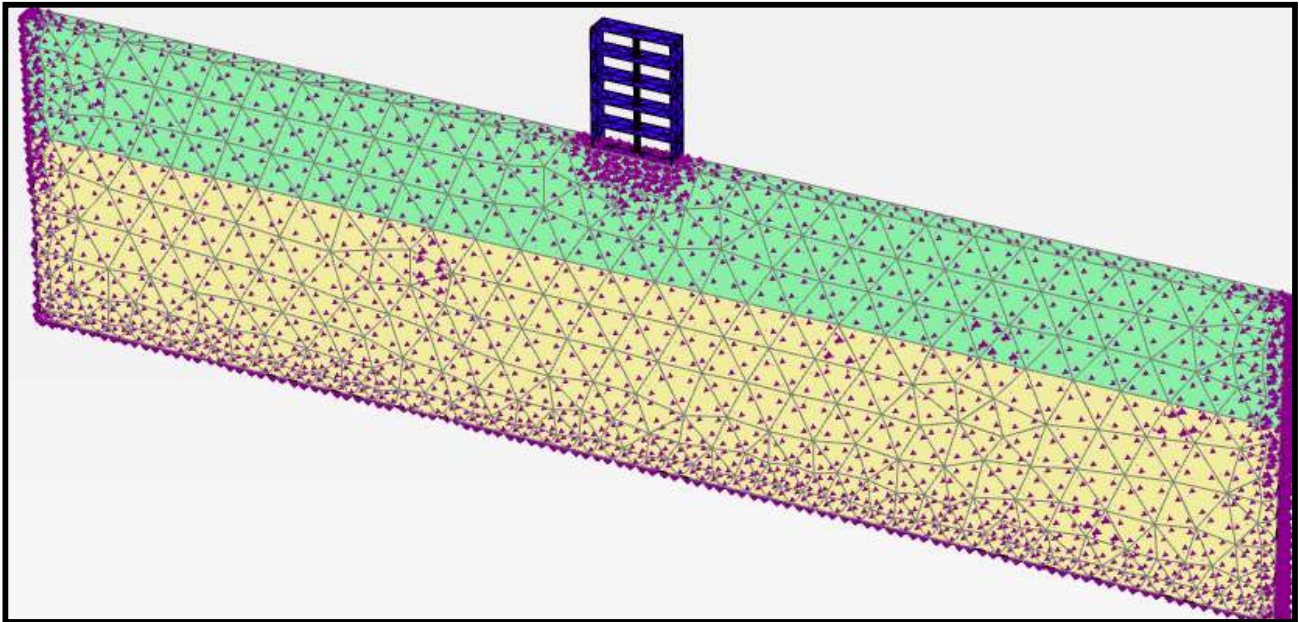


Figure III.4 : Prestation du maillage par le plaxis.

f. Les Conditions Initiales :

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé.

Un « Switch » bouton permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation.

❖ Condition hydraulique :

La première fenêtre qui s'appelle "initial pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.

❖ Contraintes initiales :

La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression). [4]

g. Phase de Calcul :

La partie du calcul se fait par l'étape de 'stages construction', cette étape permet de définir tous les éléments de structure et le chargement imposé.

Avec l'option d'activation et désactivation des éléments et des couches de sols, les chargements... etc il est possible de modifier la géométrie et la configuration de chargement créé lors de la définition du modèle géométrique. La construction par permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation, ainsi que la précision des points de calcul (les nœuds et les points de contrainte) on peut choisir les points nécessaires pour l'obtention des résultats

Après la création du modèle géométrique et la génération de maillage il faut définir les différentes phases de calcul, Notre essai passe par deux phases

III- 2 -3 Visualisation Des Résultats :

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

III .2.4Lois De Comportement Utilisées Dans PLAXIS :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des matériaux " Hardning Soil Model" . Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Les modèles de comportement disponible dans PLAXIS sont :

III .2.4.1 Le Modèle De Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres fondamentaux :

- Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ;
- Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture :
 - la cohésion C
 - l'angle de frottement ϕ
 - L'angle de dilatance ψ ;

a. Le Module De Young (E) :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). [5]

b. Le Coefficient De Poisson(ν) :

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. [5]

c. L'angle De Frottement (ϕ) :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement. [5]

d. La Cohésion (C) :

PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur ; ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa). [5]

e. L'angle De Dilatance (ψ) :

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ . C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante : [5]

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ (III.1)}$$

$$\text{Pour } \phi < 30^\circ \Rightarrow \psi = 0 \text{ (III.2)}$$

III.2.4.2 Le Modèle Hardning Soil Model:

le modèle **Hardning Soil Model** a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente c-à-d les courbes œdométriques en contrainte -déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente c-à-d le module E_{50} n'est pas réaliste, il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- de distinguer entre une charge et décharge.
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie
- On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort déformation.

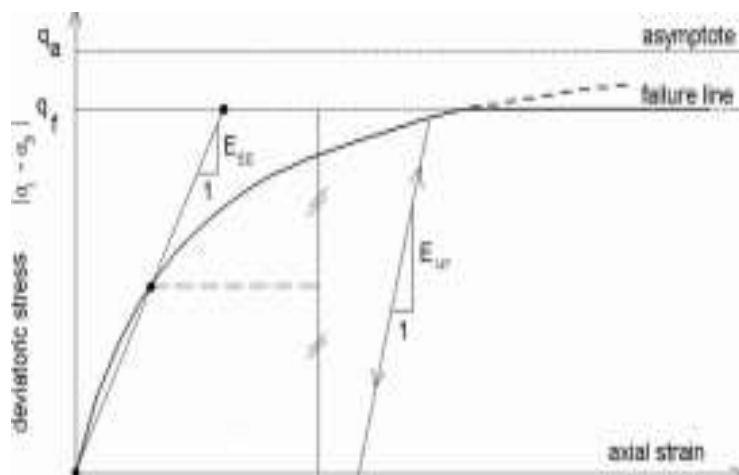


Figure III.5 : Courbe représentative Hardening soil model

III .2.5 Conclusion :

L'objectif voulu dans ce chapitre était d'introduire une méthode numérique 3D utilisée en géotechnique, la méthode des éléments finis (PLAXIS 3D), qui permet le passage d'un projet réel complexe au Modèle numérique selon la nature du sol et le type d'ouvrage.

Chapitre IV : Résultats et Analyse

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à présenter les résultats de notre étude qui consiste à calculer la réponse sismique tridimensionnelle (3D) de trois bâtiments de 3, 5 et 10 étages respectivement en utilisant le code de calcul commercial Plaxis 3D v.2020 en prenant en compte l'effet de l'interaction sol-structure. Aussi, on s'est intéressé au calcul de la période (fréquence) propre de chaque bâtiment en prenant en compte l'interaction sol-structure. Pour prendre en compte l'effet cyclique du séisme sur le comportement réel du sol, le modèle « **Harding Soil Model** » a été utilisé qui est implanté dans le code Plaxis 3D. Les trois bâtiments ont été sollicités par le séisme d'Upland (USA en 1994 d'une magnitude de 7 sous l'échelle de Richter) qui est implanté dans le code Plaxis 3D. La **figure IV.1** présente l'enregistrement sismique utilisé.

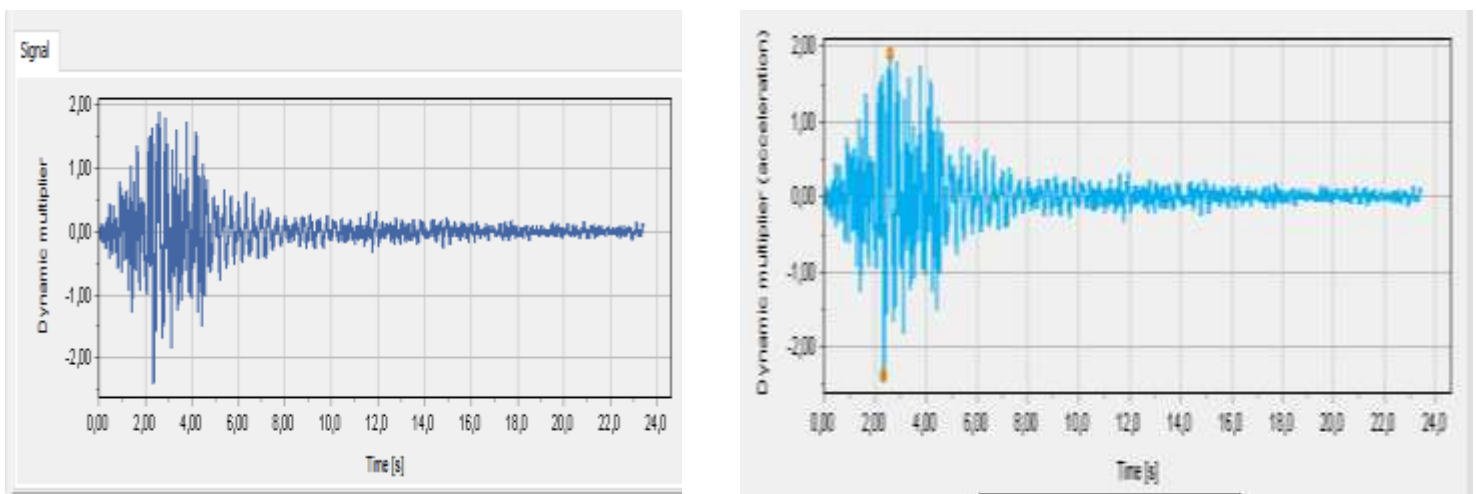


Figure IV.1: Enregistrements du séisme d'Upland

IV.2 Introduction des caractéristiques du système

Dans cette étude on a utilisé deux types de sols :

- Un sol meuble composé de deux couches : argile et sable.
- Un sol rocheux.

et un bâtiment en béton armé d'une hauteur variable : 9 m, 15 m et 30 m .

Le tableau 1 présente les propriétés des matériaux utilisés dans cette étude.

paramètre	Symbole	sable	argile	Roche	Bâtiment	Unité
Modèle du matériels	Modèle	HSM	HSM	Linéaire élastique	Linéaire élastique	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	non poreux	-
La mase volumique					33.33	Kn/m ³
La mase volumique non saturé	γ_{unsat}	20	16	20	24	Kn/m ³
La mase volumique saturé	γ_{sat}	20	20	20	-	Kn/m ³
Module young	E50 ^{REF}	30E 3	20.00e3			Kn/m ²
Module youngOedemétrique	Eoed ^{REF}	36.01E3	25.61E 3	12.67E6		Kn/m ²
Module de déchargement	E _{ur}	150000	-	-	-	Kn/m ²
Power	m	0.5	-	-	-	-
Cohésion	C	5	10			Kn/m ²
Angle de frottement	φ	28°	18°			Degré
Angle de dilatance						Degré
Coefficient Poisson sol	v	0.2				Kn/m ²
facteur de réduction de la force de l'interface	R _{inter}	1.0(rigide)	0.5	1.0(rigide)	1.0(rigide)	-

Tableau1 caractéristique physiques propres du sol et de la structure

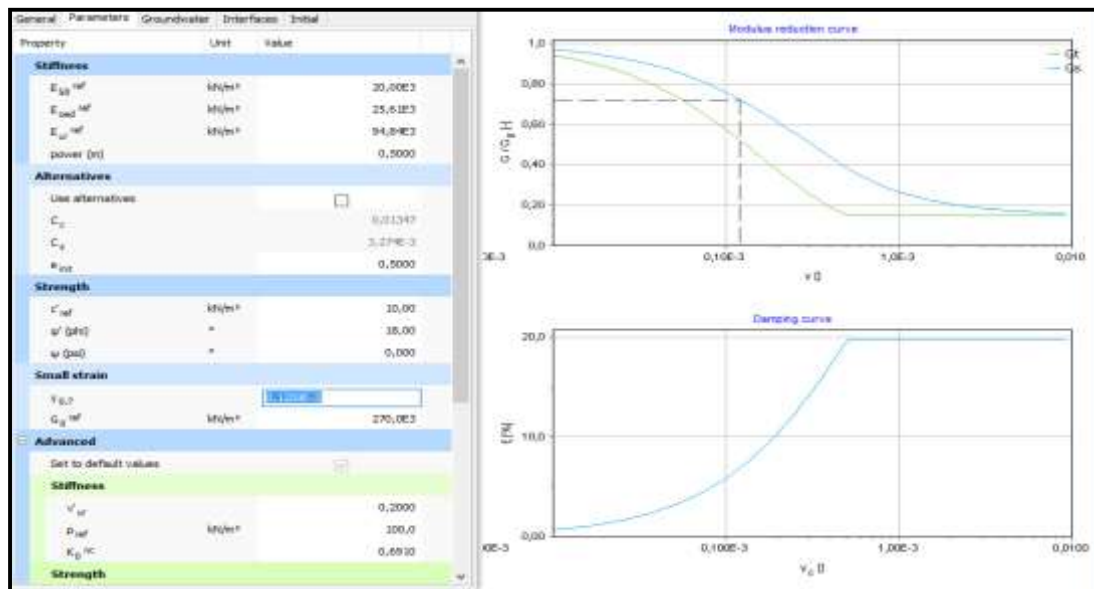


Fig IV.1 Variation du module de cisailment G et du coefficient d'amortissement ξ sous chargement cyclique en fonction de la distorsion γ .

IV.3 Résultats

IV.3.1 Bâtiment de 3étages (9m)

La **figure IV.2** présente le modèle de calcul 3D qu'on a développé au cours de cette étude par l'intermédiaire du logiciel de calcul en Éléments Finis Plaxis 3D.

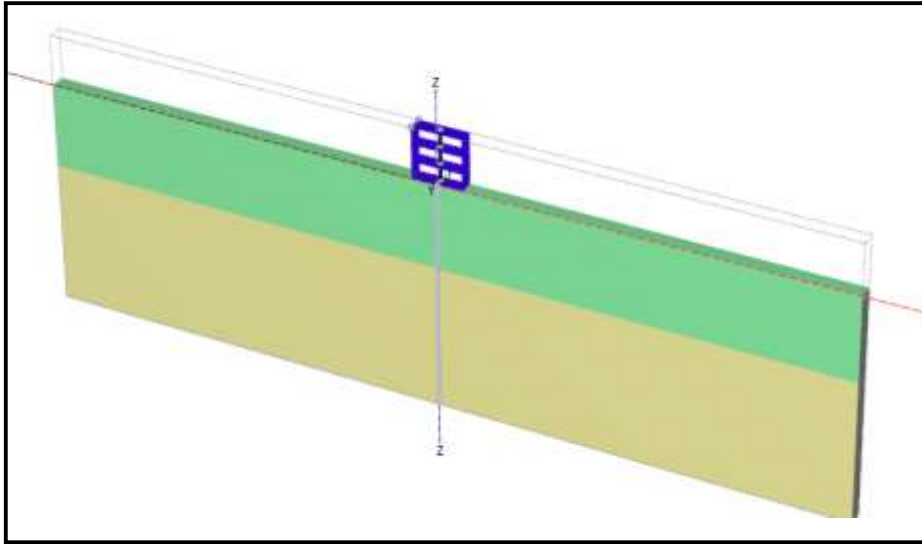


Figure IV.2 modèle de calcul 3D du bâtiment R+3

La figure IV.3 présente la variation du déplacement horizontal U_x en vibrations libre amortis du bâtiment. Le bâtiment est forcé premièrement par une force horizontale $F_x = 10$ KN au sommet du bâtiment ensuite on annule la force $F_x = 0$ KN et en laissant le bâtiment osciller pendant 5s. On a choisit trois (03) nœuds (76, 75 et 74) au niveau de chaque étage respectivement. On a aussi choisit un nœud (3809) à l'interface sol-fondation pour voir la variation du déplacement U_x à l'interface sol-fondation.

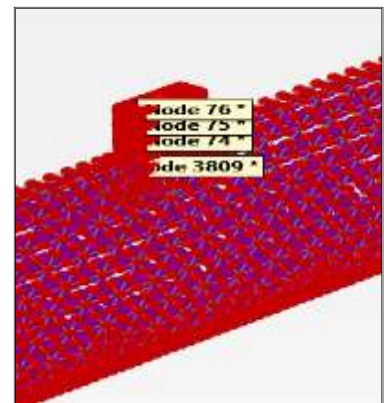
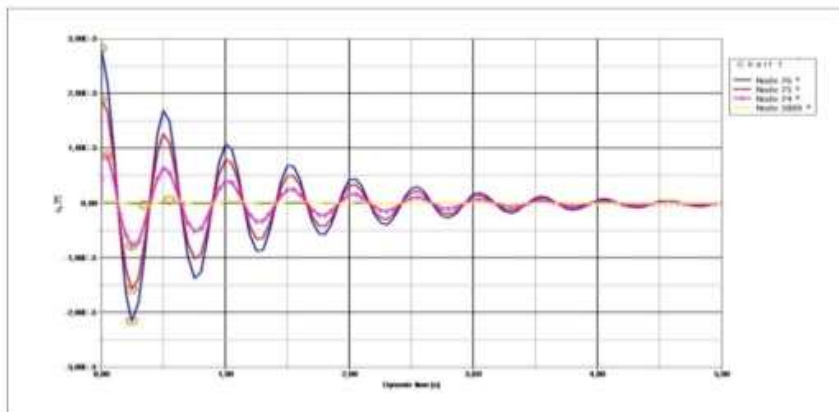


Figure IV.3 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations libre amortis.

IV.3.1.2 Calcul de la fréquence (Période) propre du bâtiment

Pour déterminer la fréquence propre du bâtiment, il suffit de faire une transformé de Fourier du déplacement temporelle U_x du bâtiment. La figure IV.4 présente la transformé de Fourier du déplacement horizontal U_x c.a.d de la figure IV.3. A partir de la figure IV.4 on peut conclure que la fréquence propre de ce bâtiment est de $f = 2$ Hz, fréquence où on obtient des pics de résonances.

La période correspondante à cette fréquence est obtenue analytiquement par la formule suivante :

$$T = 1/f = 1/2 = 0.5 \text{ s.}$$

Cette valeur a été aussi obtenue et validée graphiquement en traçant la PSA (g) (Pseudo-Spectral-Acceleration) en fonction de la période (voir Fig IV.5)

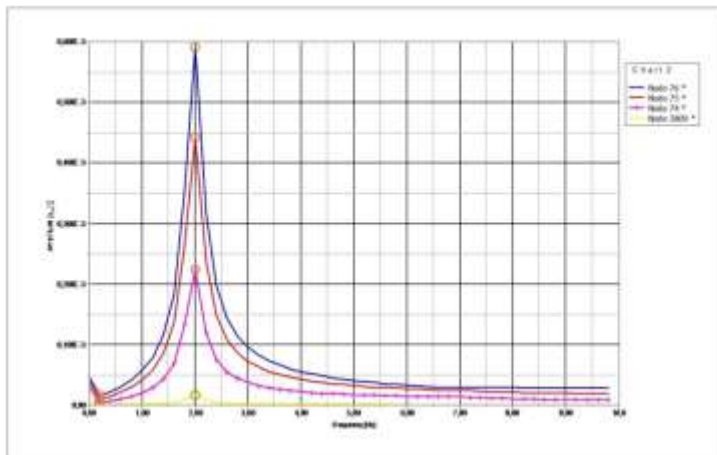


Figure IV.4 Amplitude du déplacement horizontal U_x en fonction de la fréquence du bâtiment.

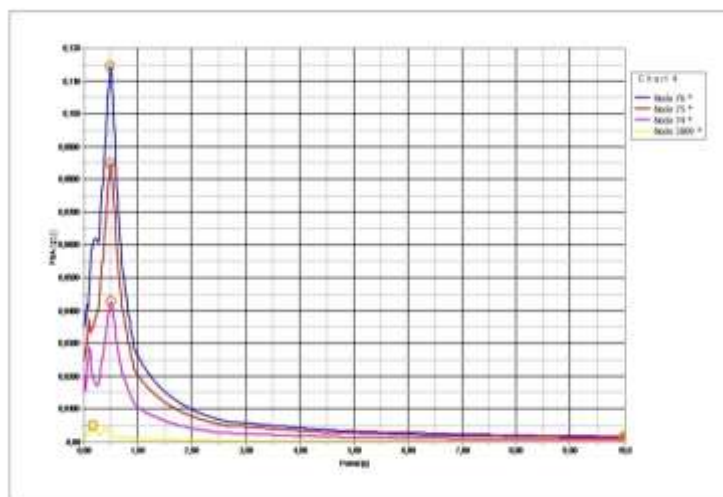


Figure IV.5 PSA (g) en fonction de la période du bâtiment 3 étages

IV.3.1.3 Réponse sismique du bâtiment

La figure IV.6 présente la variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps sous sollicitation sismique. Le séisme utilisé est le séisme d'Upland qui a frappé les USA en 1994 avec une magnitude de 7 sous l'échelle de Richter. Trois nœuds (76, 75, 74) ont été choisis au milieu de chaque étage du bâtiment et le quatrième (nœud 3809).

D'après les courbes de la figure IV.5, on remarque que le déplacement horizontal U_x est maximale ($U_x = 3.2$ cm à $t = 4.5$ s) entre 4s et 8s puis s'atténue au-delà de cette plage. Cela est logique car le bâtiment suit la variation du séisme en fonction du temps et particulièrement dans la plage temporelle 4-8 (s) où il est maximal. On a remarqué aussi que déplacement du bâtiment est légèrement plus grand que celui à l'interface sol-fondation ($U_x = 2.8$ cm), soit une amplification de $U_{x_{bat}}/U_{x_{inter}} (= 3.2/2.8 = 1.15)$. On peut

expliquer ce résultat du fait que le bâtiment de 03étages (9 m) est assez rigide causant ainsi une faible amplification du déplacement au sommet du bâtiment d'une part et d'autre part le séisme est assez faible.

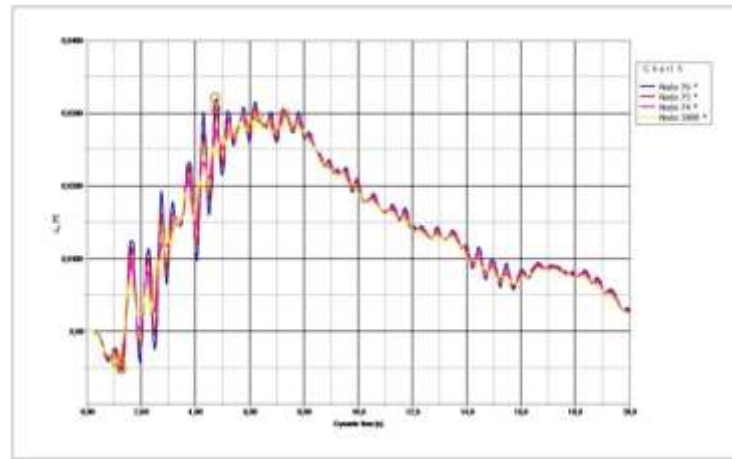


Figure IV.6 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

IV.3.2 Bâtiment de 5 étages (15m)

La figure IV.7 présente le modèle de calcul 3D du bâtiment de 5 étages qu'on a développé au cours de cette étude par l'intermédiaire du logiciel de calcul en Éléments Finis Plaxis 3D.

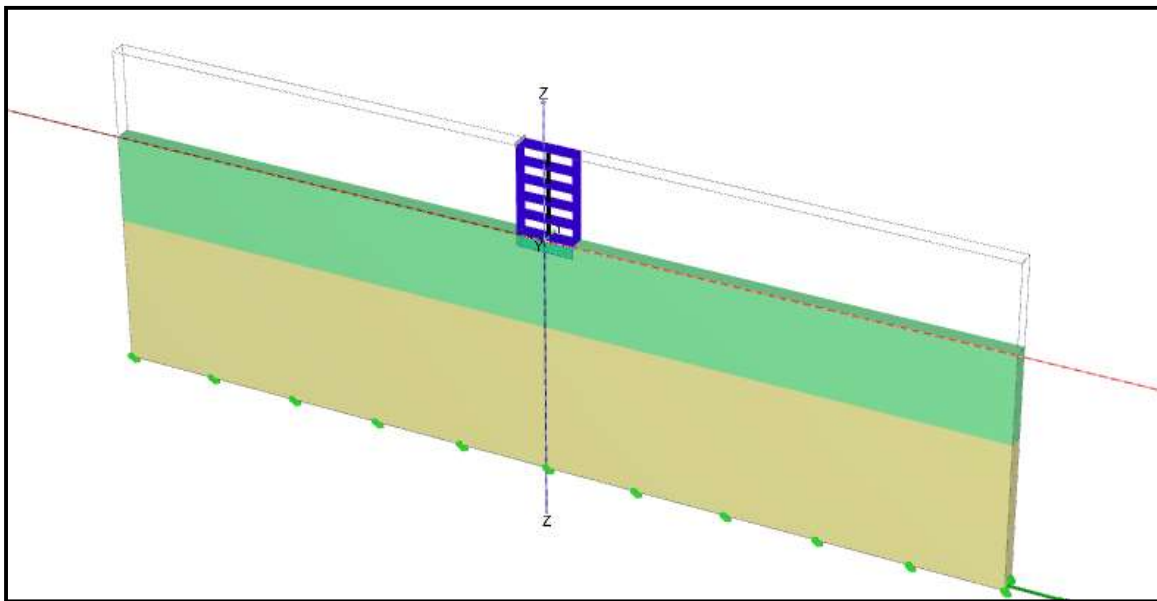


Figure IV.7 modèle de calcul 3D d'un bâtiment R+5

La figure IV.8 présente la variation du déplacement horizontal U_x en vibrations libre amortis du bâtiment. Le bâtiment est forcé premièrement par une force horizontale $F_x = 10$ KN au sommet du bâtiment ensuite on annule la force $F_x = 0$ KN puis on laisse le bâtiment osciller librement pendant 5s. On a choisis trois (03) nœuds (92, 90 et 89) au niveau du milieu de chaque étage respectivement. On a aussi choisis le nœud (3895) pour voir la variation du déplacement U_x à l'interface sol-fondation.

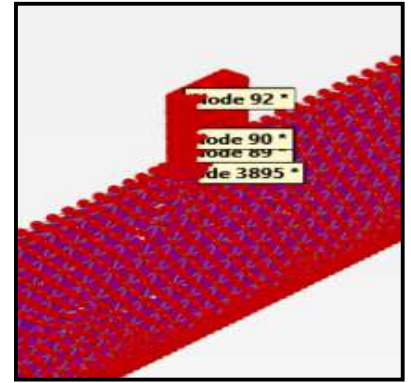
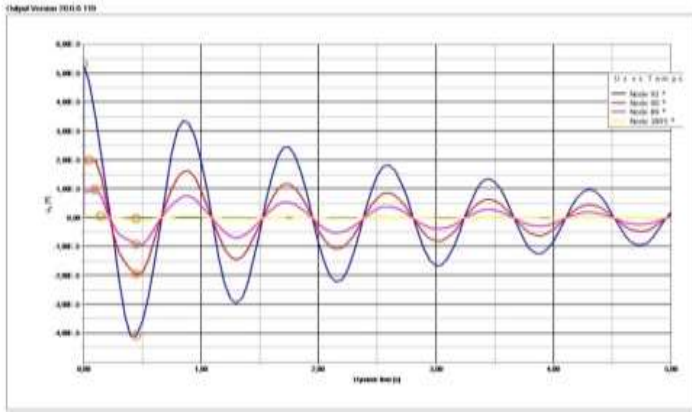


Figure IV.8 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations libre amortis.

IV.3.2.1 Calcul de la fréquence (Période) propre du bâtiment

Pour déterminer la fréquence propre du bâtiment, il suffit de faire une transformé de Fourier du déplacement temporelle U_x du bâtiment. La figure IV.9 présente la transformé de Fourier du déplacement horizontal U_x c.a.d de la figure IV.8. A partir de la figure IV.9 on peut conclure que la fréquence propre de ce bâtiment est de $f = 1.2$ Hz, fréquence où on obtient des pics de résonnances. La période correspondante à cette fréquence est obtenue analytiquement par la formule suivante $T = 1/f = 1/1.2 = 0.83$ s. Cette valeur a été aussi obtenue et validé graphiquement en traçant la PSA (g) en fonction du temps (voir Fig IV.10).

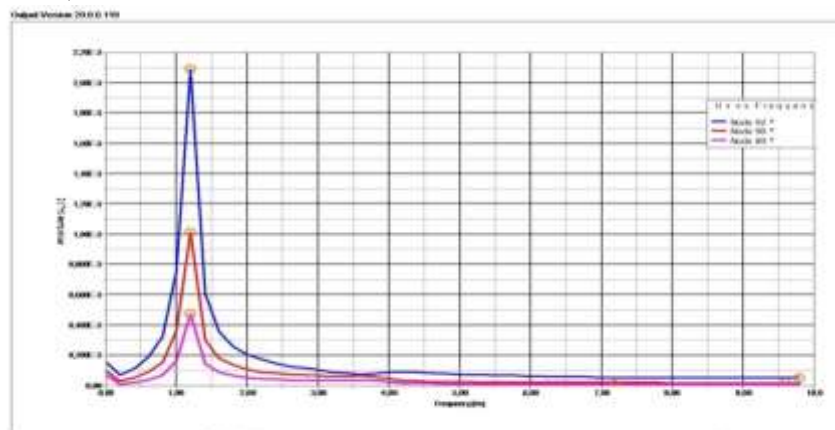


Figure IV.9 Amplitude du déplacement horizontal U_x en fonction de la fréquence du bâtiment de 5 étages.

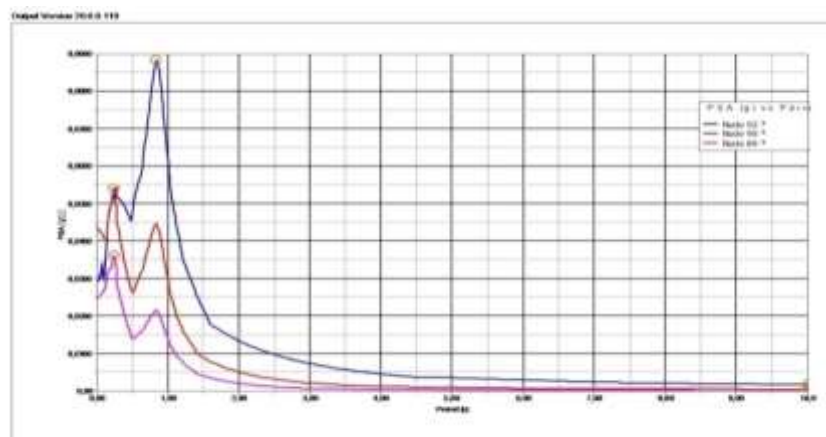


Figure IV.10 PSA (g) en fonction de la période du bâtiment 5 étages.

IV.3.2.2 Réponse sismique du bâtiment

La figure IV.11 présente la variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps sous sollicitation sismique. Le séisme utilisé est le séisme d'Upland qui a frappé les USA en 1994 avec une magnitude de 7 sous l'échelle de Richter. Trois nœuds (92, 90, 89) ont été choisis au milieu de chaque étage du bâtiment et le quatrième (nœud 3895).

D'après les courbes de la figure IV.11, on remarque que le déplacement horizontal U_x est maximale ($U_x = 3.2$ cm à $t = 7.5$ s) entre 4s et 8s puis s'atténue au-delà de cette plage. Cela est logique car le bâtiment suit la variation du séisme en fonction du temps et particulièrement dans la plage temporelle 4-8 (s) où il est maximal. On a remarqué aussi que déplacement du bâtiment est légèrement plus grand que celui à l'interface sol-fondation ($U_x = 2.8$ cm), soit une amplification de $U_{x\text{bat}}/U_{x\text{inter}} (= 3.2/2.8 = 1.15)$. On peut expliquer ce résultat du fait que le bâtiment de 05 étages (15 m) est sollicité par un séisme qui n'est pas très fort.

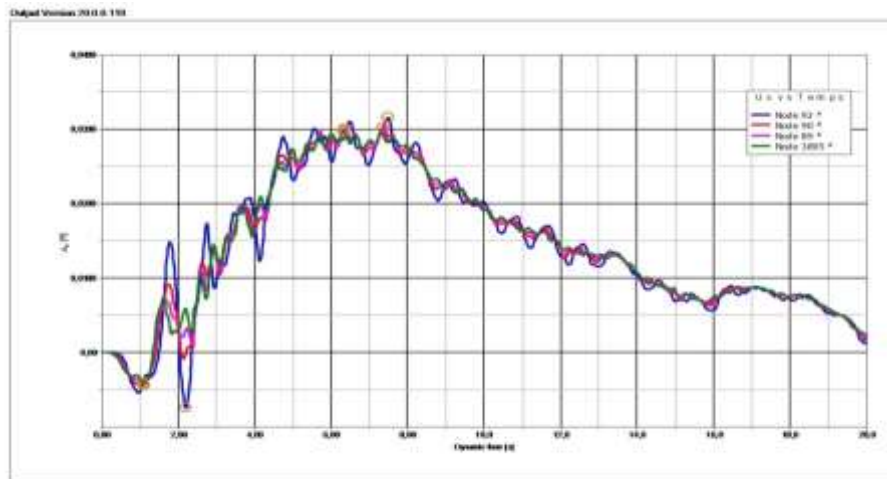


Figure IV.11 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

IV.3.4 Bâtiment de 10 étages (30m)

La figure IV.12 présente le modèle de calcul 3D du bâtiment de 10 étages qu'on a développé au cours de cette étude par l'intermédiaire du logiciel de calcul en Éléments Finis Plaxis 3D.

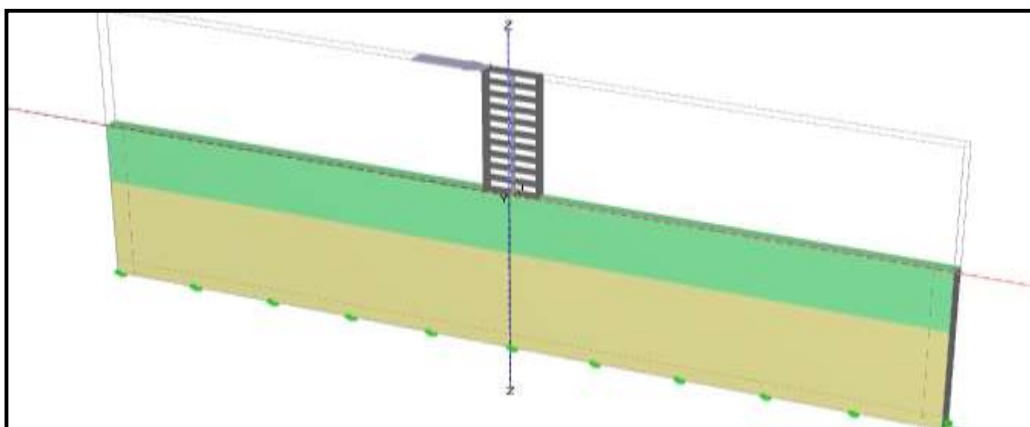


Figure IV.12 modèle de calcul 3D d'un bâtiment R+10

La figure IV.13 présente la variation du déplacement horizontal U_x en vibrations libre amortis du bâtiment. Le bâtiment est forcé premièrement par une force horizontale $F_x = 10$ KN au sommet du bâtiment ensuite on annule la force $F_x = 0$ KN puis on laisse le bâtiment osciller librement pendant 5s. On a choisis trois (03) nœuds (133, 128 125 et 124) au niveau du milieu de chaque étage respectivement. On a aussi choisis le nœud (3788) pour voir la variation du déplacement U_x à l'interface sol-fondation.

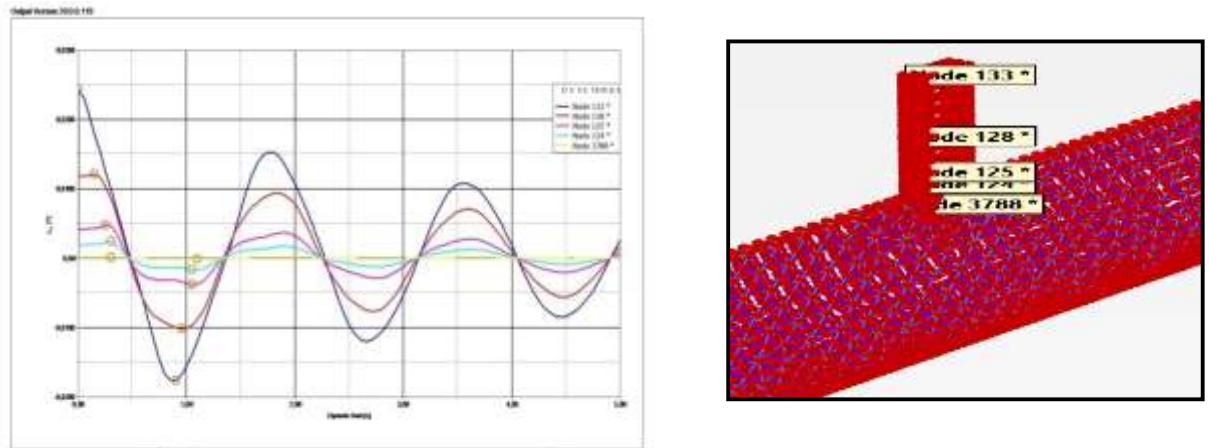


Figure IV.13 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations libre amortis.

IV.3.4.1 Calcul de la fréquence (Période) propre du bâtiment

Pour déterminer la fréquence propre du bâtiment, il suffit de faire une transformé de Fourier du déplacement temporelle U_x du bâtiment. La figure IV.14 présente la transformé de Fourier du déplacement horizontal U_x . A partir de la figure IV.14 on peut conclure que la fréquence propre de ce bâtiment est de $f = 0.6$ Hz, fréquence où on obtient des pics de résonances. La période correspondante à cette fréquence est obtenue analytiquement par la formule suivante : $T = 1/f = 1/0.6 = 1.67$ s.

Cette valeur a été aussi obtenue et validée graphiquement en traçant la PSA (g) en fonction du temps (voir Fig IV.15).

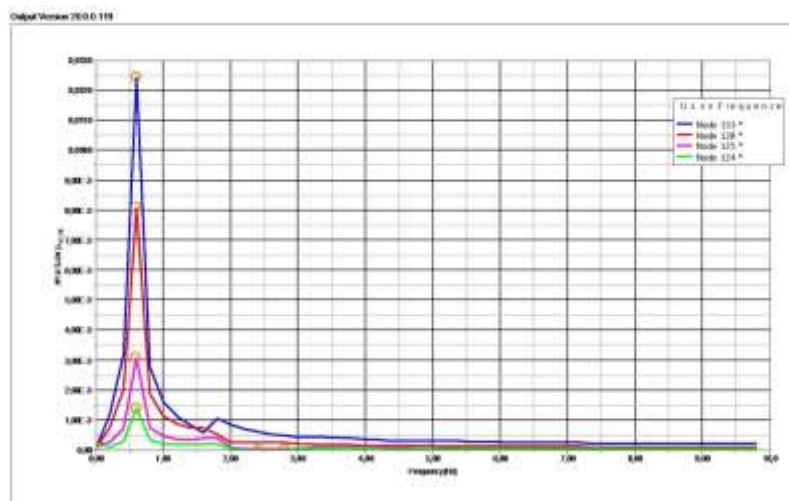


Figure IV.14 Amplitude du déplacement horizontal U_x en fonction de la fréquence du bâtiment de 10 étages.

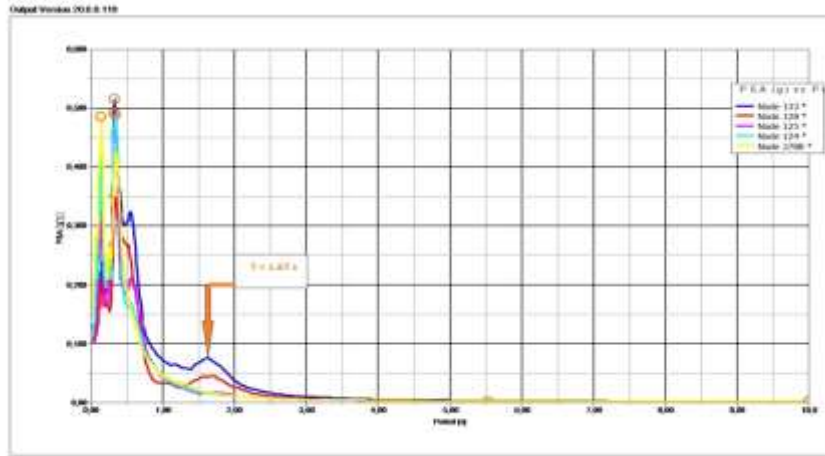


Figure IV.15 PSA (g) en fonction de la période du bâtiment 10 étages.

IV.3.4.2 Réponse sismique du bâtiment

La **figure IV.16** présente la variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps sous sollicitation sismique. Le séisme utilisé est le séisme d’Upland qui a frappé les USA en 1994 avec une magnitude de 7 sous l’échelle de Richter. Quatre nœuds (133, 128, 125, 124) ont été choisis au milieu de chaque étage du bâtiment et le cinquième (nœud 3788) se trouve à l’interface sol-fondation.

D’après les courbes de la figure IV.12, on remarque que le déplacement horizontal U_x est maximale ($U_x = 3.4$ cm à $t = 5.5$ s) entre 4s et 8s puis s’atténue au-delà de cette plage. Cela est logique car le bâtiment suit la variation du séisme en fonction du temps et particulièrement dans la plage temporelle 4-8 (s) où il est maximal. On a remarqué aussi que déplacement du bâtiment est légèrement plus grand que celui à l’interface sol-fondation ($U_x = 2.8$ cm), soit une amplification de $U_{x_{bat}}/U_{x_{inter}} (= 3.4/2.8 = 1.21)$. On peut expliquer ce résultat du fait que le bâtiment de 10 étages (30 m) est sollicité par un séisme qui n’est pas très fort.

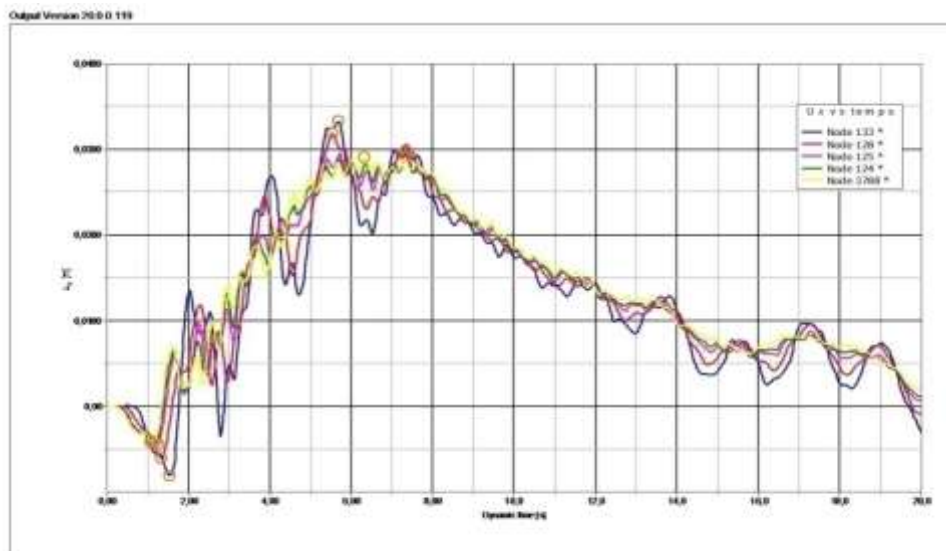


Figure IV.16 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

IV.3.5 Comparaisons entre les trois résultats

La figure IV.17 représente la variation de l'amplitude de vibration horizontale U_x au sommet de chaque bâtiment en fonction de la fréquence f . D'après la figure IV.17, on remarque bien le décalage des fréquences propres des 03 bâtiments. Donc nous concluons que la fréquence propre d'un bâtiment est inversement proportionnelle à sa hauteur.

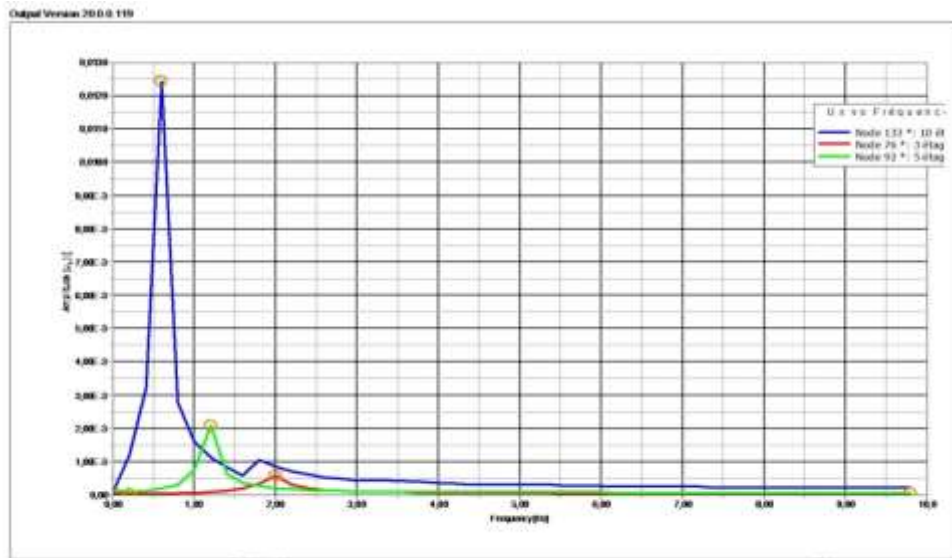


Figure IV. 17 Comparaison entre les fréquences propres des trois bâtiments.

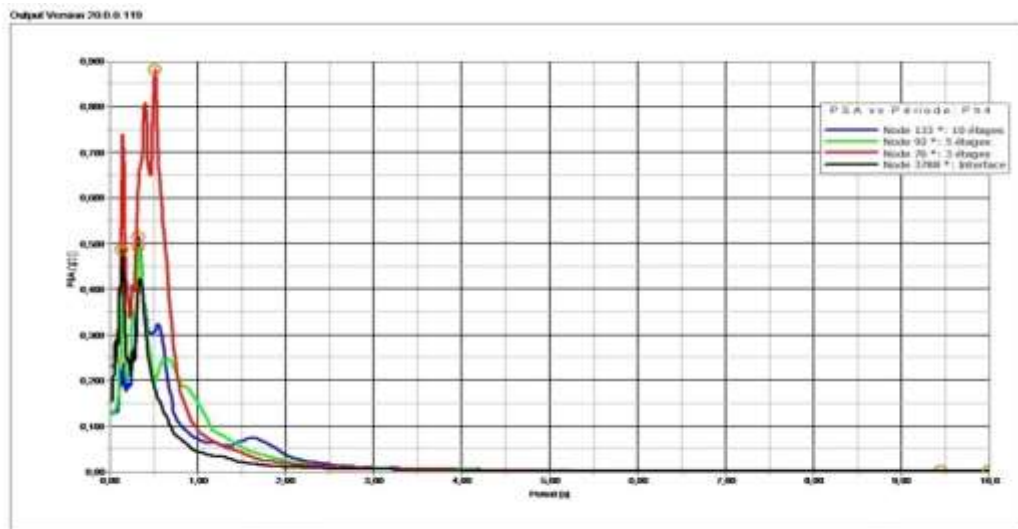


Figure IV.18 Comparaison entre les périodes propres des trois bâtiments.

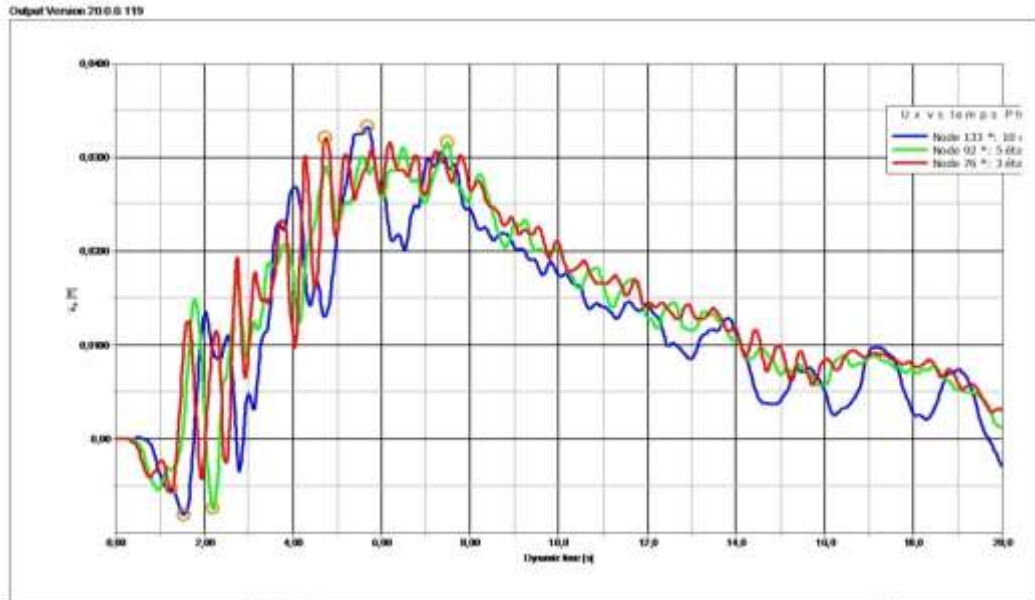


Figure IV.19 Comparaison entre les réponses sismiques des 03 bâtiments

IV.3.6 Effet de l'Interaction Sol-Structure sur la réponse sismique (dynamique) d'un bâtiment

Pour montrer l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique (dynamique) des 03 bâtiments (3 étages, 5 étages et 10 étages), on a refait les calculs déjà présentés avant mais en remplaçant la loi de comportement du sol « HSM » par une loi linéaire élastique correspondante à un sol rocheux où on suppose qu'il y a un encastrement parfait entre la fondation du bâtiment et du sol.

IV.3.6.1 Bâtiment à 3 étages

La figure IV.20 présente la variation du déplacement horizontal en vibrations libre amorties en fonction du temps pour les deux cas de sols : Sol meuble – Sol rocheux. A partir cette comparaison, on a remarqué:

- Une diminution des pics de résonnance du sol meuble par rapport au sol rocheux.
- Un décalage remarquable des pics de résonnance entre les deux sols.

Ces deux remarques montrent bien l'effet de l'interaction du système sol-structure. Cela va se traduire par une diminution de la fréquence propre du bâtiment si on prend en compte de l'interaction sol-structure.

La figure IV.21 présente la transformé de Fourier de la figure IV.20 pour qu'on puisse déterminer les fréquences propres du bâtiment de 3 étages dans le cas d'un sol meuble ainsi que pour un sol rocheux. On a voulu tracer les deux courbes dans une même figure pour faire une comparaison d'une part et montrer l'effet de la prise en compte de l'interaction sol-structure d'une autre part. On a remarqué un décalage remarquable au niveau des pics de résonnances démontrant que la fréquence propre d'un bâtiment dépend du sol de fondation dans lequel elle est encastrée. On conclut donc que plus le sol est meuble plus la fréquence propre du bâtiment diminue et plus le sol est ferme voir rocheux plus la fréquence du bâtiment augmente. Dans notre cas on a trouvé $f_{Meuble} = 2 \text{ Hz}$ et $f_{Rocheux} = 2.2 \text{ Hz}$.

La figure IV.22 présente la variation du déplacement horizontal U_x au sommet du bâtiment en fonction du temps pour le cas d'un sol rocheux et pour le cas d'un sol meuble. On rappelle que ce déplacement horizontal est dû à l'application du séisme « Upland » à la base du modèle. D'après cette comparaison, on a remarqué :

- Une augmentation du déplacement horizontal au sommet du bâtiment quand le sol devient rocheux ($U_x = 4,2 \text{ cm}$) comparé à un sol meuble ($U_x = 3.2 \text{ cm}$). Cela s'explique du fait que :
 - o le sol meuble a un amortissement plus important (5%) que le sol rocheux (1.5%).
 - o L'effet de l'interaction sol-structure est important à cause de la rigidité du bâtiment 3 étages.

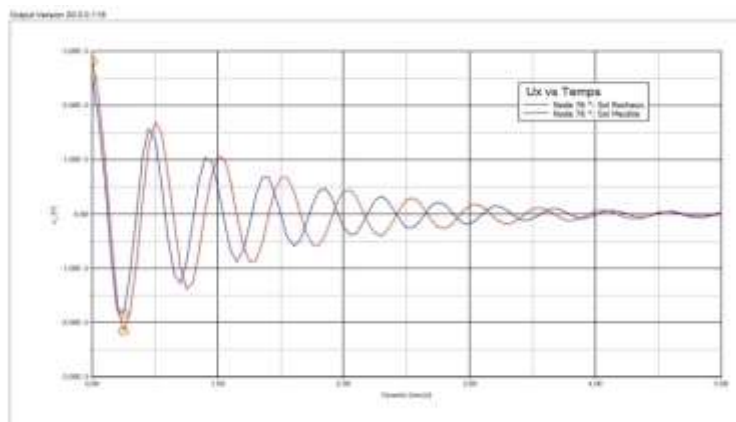


Figure IV.20 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps.

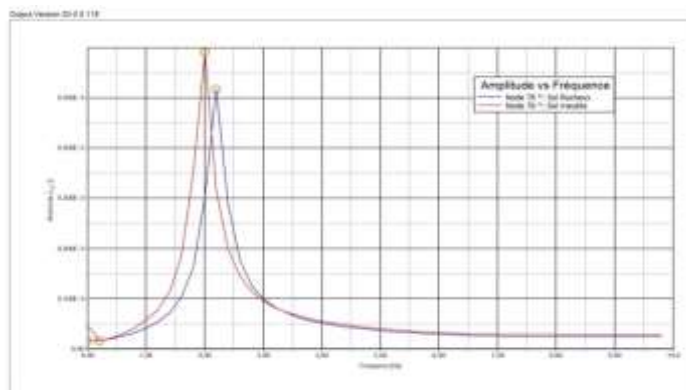


Figure IV.21 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

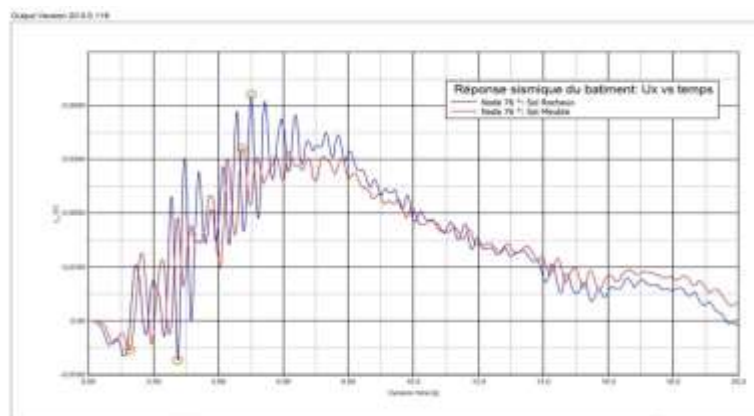


Figure IV.22 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique).

IV.3.6.2 Bâtiment à 5 étages

La figure IV.23 présente la variation du déplacement horizontal en vibrations libre amorties en fonction du temps pour les deux cas de sols : Sol meuble – Sol rocheux. A partir cette comparaison, on a remarqué:

- Une diminution des pics de résonance du sol meuble par rapport au sol rocheux.
- Un faible décalage des pics de résonance entre les deux sols.

Ces deux remarques montrent bien le faible effet de l'interaction du système sol-structure. Cela va se traduire par une très faible diminution de la fréquence propre du bâtiment si on prend en compte de l'interaction sol-structure.

La figure IV.24 présente la transformé de Fourier de la figure IV.23 pour qu'on puisse déterminer les fréquences propres du bâtiment de 5 étages dans le cas d'un sol meuble ainsi que pour un sol rocheux. On a voulu tracer les deux courbes dans une même figure pour faire une comparaison d'une part et montrer l'effet de la prise en compte de l'interaction sol-structure d'une autre part. On a remarqué un décalage remarquable au niveau des pics de résonances démontrant que la fréquence propre d'un bâtiment dépend du sol de fondation dans lequel elle est encastrée. On conclut donc que plus le sol est meuble plus la fréquence propre du bâtiment diminue et plus le sol est ferme voir rocheux plus la fréquence du bâtiment augmente. Dans notre cas on a trouvé $f_{Meuble} = 1.20$ Hz et $f_{Rocheux} = 1.30$ Hz.

La figure IV.25 présente la variation du déplacement horizontal U_x au sommet du bâtiment en fonction du temps pour le cas d'un sol rocheux et pour le cas d'un sol meuble. On rappelle que ce déplacement horizontal est dû à l'application du séisme « Upland » à la base du modèle. D'après cette comparaison, on a remarqué :

- Une augmentation du déplacement horizontal au sommet du bâtiment quand le sol devient rocheux ($U_x = 3.7$ cm) comparé à un sol meuble ($U_x = 3.2$ cm). Cela s'explique du fait que le sol meuble a un amortissement plus important (5%) que le sol rocheux (1.5%).

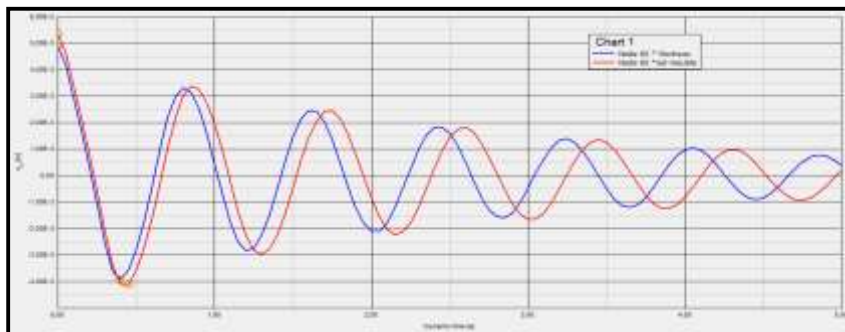


Figure IV.23 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps.

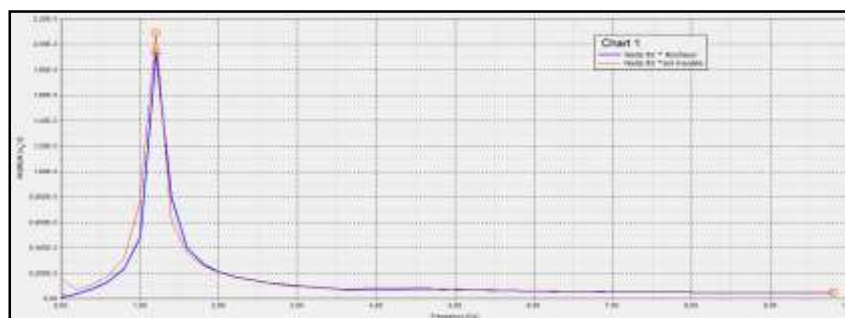


Figure IV.24 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

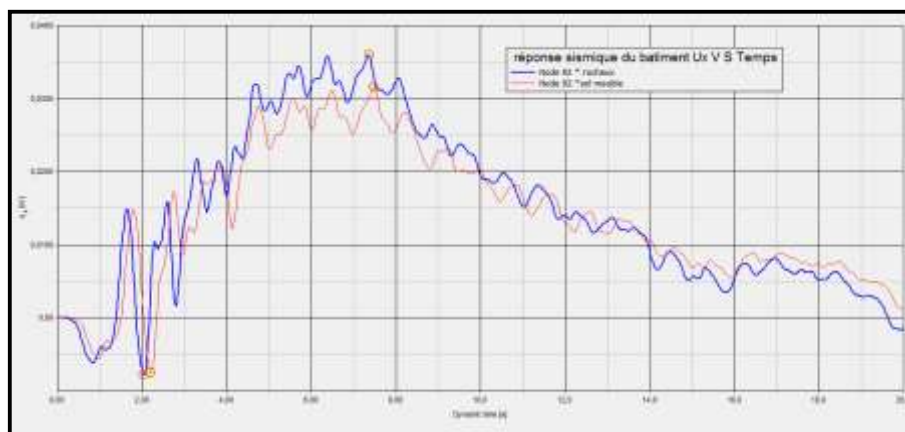


Figure IV.25 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique)

IV.3.6.3 Bâtiment à 10 étages

La figure IV.26 présente la variation du déplacement horizontal en vibrations libre amorties en fonction du temps pour les deux cas de sols : Sol meuble – Sol rocheux. A partir cette comparaison, on a remarqué :

- Une diminution des pics de résonnance du sol meuble par rapport au sol rocheux.
- Un faible décalage des pics de résonnance entre les deux types de sols.

Ces deux remarques montrent bien le faible effet de l'interaction du système sol-structure. Cela va se traduire par une faible diminution de la fréquence propre du bâtiment si on prend en compte de l'interaction sol-structure. Cela est probablement dû à la flexibilité du bâtiment de 10 étages (30m).

La figure IV.27 présente la transformé de Fourier de la figure IV.26 pour qu'on puisse déterminer les fréquences propres du bâtiment de 10 étages dans le cas d'un sol meuble ainsi que pour un sol rocheux. On a voulu tracer les deux courbes dans une même figure pour faire une comparaison d'une part et montrer l'effet de la prise en compte de l'interaction sol-structure d'une autre part. On a remarqué un décalage remarquable au niveau des pics de résonnances démontrant que la fréquence propre d'un bâtiment dépend du sol de fondation dans lequel elle est encastrée. On conclut donc que plus le sol est meuble plus la fréquence propre du bâtiment diminue et plus le sol est ferme voir rocheux plus la fréquence du bâtiment augmente. Dans notre cas on a trouvé $f_{Meuble} = 0.6\text{Hz}$ et $f_{Rocheux} = 0.7\text{Hz}$.

La figure IV.28 présente la variation du déplacement horizontal U_x au sommet du bâtiment en fonction du temps pour le cas d'un sol rocheux et pour le cas d'un sol meuble. On rappelle que ce déplacement horizontal est dû à l'application du séisme « Upland » à la base du modèle. D'après cette comparaison, on a remarqué :

- Une augmentation du déplacement horizontal au sommet du bâtiment quand le sol devient rocheux ($U_x = 4,4 \text{ cm}$) comparé à un sol meuble ($U_x = 3.4 \text{ cm}$). Cela s'explique du fait que le sol meuble a un amortissement plus important (5%) que le sol rocheux (1.5%).

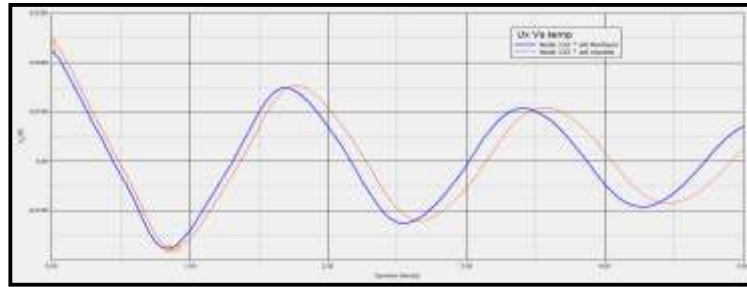


Figure IV.26 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps.

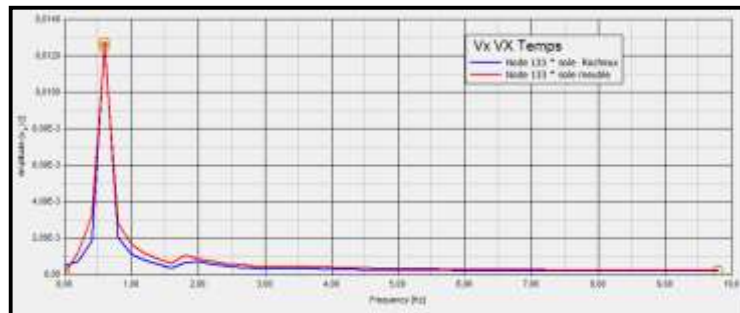


Figure IV.27 Variation de l'amplitude du déplacement horizontal en fonction de la fréquence : Transformé de Fourier

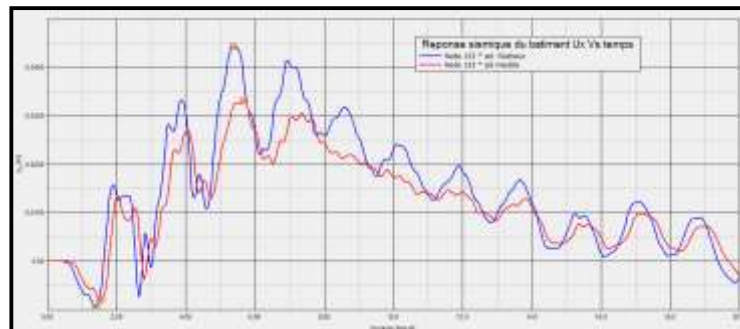


Figure IV.28 Variation du déplacement horizontal U_x en fonction du temps en vibrations forcées (sismique)

IV.3.7 Conclusion

D'après ces résultats on peut conclure que la réponse sismique d'un bâtiment dépend de plusieurs paramètres :

- La hauteur du bâtiment.
- Le type de sol sur lequel il est posé.
- L'accélération de la sollicitation sismique.

Et d'après ces résultats on peut conclure que la fréquence propre d'un bâtiment dépend de plusieurs paramètres :

- La hauteur du bâtiment.
- La rigidité du bâtiment.
- Le type de sol.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude on a essayé de montrer l'effet de l'interaction sol-structure d'une part sur la fréquence propre de 03 bâtiments ayant différents étages (9 m, 15 m et 30 m) et d'autre part sur la réponse sismique de ces 03 bâtiments. Le séisme utilisé dans cette analyse est le séisme d'UPLAND de 1994 qui a touché la côte ouest américaine d'une magnitude de 7 sur l'échelle de Richter.

Pour cela, une étude numérique tridimensionnelle a été effectuée par l'intermédiaire du logiciel Plaxis 3D v.20. On a modélisé les deux sols par deux lois de comportement différentes :

- Pour le sol meuble, on a utilisé le modèle HSM.
- Pour le sol rocheux simulant un encastrement parfait au niveau de la fondation, on a utilisé le modèle Linéaire Elastique.

Et les 03 bâtiments en béton armé par une loi Elastique Linéaire.

D'après ces résultats on peut conclure que la réponse sismique d'un bâtiment dépend de plusieurs paramètres :

- La hauteur du bâtiment.
- Le type de sol sur lequel il est posé.
- L'accélération de la sollicitation sismique.
- L'amortissement du sol.

Et d'après ces résultats on peut conclure aussi que la fréquence propre d'un bâtiment dépend de plusieurs paramètres :

- La hauteur du bâtiment.
- La rigidité du bâtiment.
- Le type de sol uniquement pour les bâtiments rigides (< 10m).

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Wegner, J.L., Yao, M.M, Zhang, X. "Dynamic wave soil structure interaction analysis in the time domain". Computer and Structures, 2005, 83(27), 2206-2214.
- [2] Davidovici : " Génie parasismique". Presses de l'ENPC, Paris, 1985.
- [3] B. Cambou and P.-Y. Hicher. Elastoplasticité des sols et des roches. Modèles de comportement des sols et des roches 1, chapitre Modélisation élastoplastique des sols. II. Chargements cycliques. Hermès Science, 2002.
- [4] Plaxis 3D V.20. Bentley Geotechnical Engineering Software, 2020.
- [5] Sbartai. B. Cours dynamique des ouvrages géotechniques. 2020.