



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITÉ DJILALI BOUNAAMA DE KHEMIS MILIANA

FACULTÉ DES SCIENCES DE LA NATURE ET DE LA VIE ET DES SCIENCES DE
LA TERRE

DÉPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE

Mémoire

MASTER ACADEMIQUE / PROFESSIONNEL

Filière : SCINCES DE LA TERRE

Option : GEOTECHNIQUE

Thème

Modélisation de l'interaction sol-structure sous l'effet de l'action sismique

Présenté par: OUKRAF Fatima-Zahra

Devant le jury :

Mme. CHOUCANE.	Président	prof à UKM
Mme. BELHADJ.F	Encadreur/rapporteur	prof à UKM
Dr.GADOURI.H	Examineur	prof à UKM
Mme. FILALI.M	Examineur	prof à UKM

Année Universitaire : 2018/2019

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

A mon mari et sa famille

A mes frères et mes sœurs

A toute la famille Oukraf et Yaagoub

A mes chères amies « Asma, Houria, Farah,

Sarra, Ficha »

A Tous ceux qui me connaissent

Remerciement

Tout d'abord, Je tiens à remercier mon Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Des remerciements sont également offerts à mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin qui ont sacrifiés toute leurs vies afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Mes sincères remerciements s'adressent du fond du cœur à mon encadreuse Mme. Belhadj fatima-zahra .prof à l'U. de Khemis Miliana qui m'a orientée durant toute la préparation de ce projet de fin d'étude et qui m'a fourni les conseils nécessaires.

Je tiens à remercier profondément les membres du jury :

Mme . Chouchane, Mme. Filali.M, Dr. Gadouri.H ; qui sont des professeurs à l'université de Khemis Miliana Pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger mon travail.

Je porte avec gratitude de reconnaissance pour Mme. BRAHMI. H et l'ensemble des professeurs du département de science de la terre qui ont contribué à ma formation en Licence et en Master à l'u. de Mascara et à l'U. de Khemis Miliana.

Résumé

Lors de la modélisation d'un bâtiment du point de vue génie civil considère que la structure est encadrée à sa base et que le signal sismique est une force attribuée au sommet de ce dernier or ce concept est loin de la vérité, qui n'est que le signal sismique est une force extérieure qui est transmise du sol à la structure traversant plusieurs couches de sol arrivant à la base du bâtiment, en d'autres termes la modélisation d'un point de vue génie civil est à moitié juste ; car le concept d'interaction sol-structure est ignoré avec toutes les complications que cela peut induire en cas de séismes.

Afin de voir l'effet réel que peut produire la prise en compte de l'interaction sol-structure nous avons construit un modèle en 3D d'un portique en R+2 surmontant un support de sol élastique soumis à une action sismique et un modèle en 2D d'un portique en R+1 à travers lesquels plusieurs concepts théoriques ont été abordés à savoir l'interaction sol-structure sous l'effet de l'action sismique avec amortissement matériel en utilisant le code de calcul ABAQUS.

On a rencontré des décollements des fondations et destructions des structures dues aux grands déplacements à cause de séisme.

Mots clés : modélisation, action sismique, modèle en 2D et en 3D, interaction sol-structure, ABAQUS.

Abstract

When modelling building in point of view of civil engineering which considers that the structure is embedded at its base and the seismic signal force is attributed to the top of the structure , however this concept is far from the truth, we know very well that earthquake signal is an external force transmitted from the ground to the structure crossing several soil layers then arriving at the base of the building, in other words the modelling from a civil engineering point of view is half fair; because of that concept of soil-structure interaction ignored all complications occurring in case of earthquakes .

In order to Understand the real effect that can take into account the soil-structure interaction we have built a 3D model of an R + 2 building surrounded by soil support and a 2D model of an R+1 subjected to an earthquake action through which several theoretical concepts have been discussed, such as soil structure interaction effect under seismic load including material damping using ABAQUS calculation code.

We have encountered detachments of foundations and destruction of structures due to major displacement because of the earthquake.

Key Word: modelisation, seismic load , 2D and 3D model , interaction sol-structure, ABAQUS.

ملخص

ترى الهندسة المدنية من وجهة نظرها عند نمذجة مبنى أن الهيكل مضمن في قاعدته، وأن الإشارة الزلزالية هي قوة تؤثر على قمة هذا الأخير . و هذا المفهوم بعيد عن الحقيقة. لأن الإشارة الزلزالية هي قوة خارجية تنتقل من الأرض إلى الهيكل الذي يعبر عدة طبقات من التربة التي تصل إلى قاعدة المبنى ، بمعنى آخر تكون النمذجة من وجهة نظر الهندسة المدنية جزئية؛ لأن مفهوم التفاعل بين الهيكل و التربة يتم تجاهله مع كل المضاعفات التي يمكن أن يحدثها هذا في حالة حدوث زلزال.

من أجل رؤية التأثير الحقيقي الذي يمكن أن يحدثه التفاعل بين الهيكل والتربة ، قمنا ببناء نموذج ثلاثي الأبعاد لهيكل (أر + 2) يقع فوق طبقة من التربة المرنة يخضع لزلزال، ونموذج ثنائي الأبعاد لهيكل ذو (أر + 1)، والذي تم من خلاله معالجة العديد من المفاهيم النظرية وهي التفاعل بين الهيكل و التربة تحت تأثير الزلزال مع الأخذ بعين الاعتبار التخماد المادي باستخدام برنامج ABAQUS.

لقد واجهنا انفصالا في الأسس وانهيار للهياكل بسبب النزوح والانتقال الكبير الناتج عن الزلزال. الكلمات المفتاحية: النمذجة، الإشارة الزلزالية، نموذج 2D و 3D، التفاعل هيكل - تربة ،

ABAQUS

SOMMAIRE

<i>مقدمة</i>	I
<i>REMERCIEMENT</i>	II
RESUME	III
ABSTRACT.....	IV
ملخص.....	V
SOMMAIRE.....	VI
LISTE DES FIGURES	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
LISTE DES SYMBOLES.....	X
I. INTRODUCTION GENERALE:	1
CHAPITRE I: NOTION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE (ISS) SOUS SEISME ...	5
I.1. Introduction.....	5
I.2. Les composantes de l'interaction	6
I.3. Différentes méthodes de prise en compte l'ISS	7
I.4. L'amortissement dans le sol.....	10
I.5. Conclusion	14
II. CHAPITRE II : REPONSE DYNAMIQUE D'UNE STRUCTURE SOUMISE A UNE ACTION SISMIQUE.....	15
II.1. Introduction.....	15

II.2. Calcul par la Méthode des éléments finis	15
II.3. Présentation de logiciel de calcul par éléments finis « ABAQUS ».....	16
I.7 Non-linéarités	16
II.4. Réponse de structure aux actions sismiques	21
II.5. Mode de vibration des structures	22
II.6. Étude de l'oscillateur simple.....	25
II.7 CONCLUSION:.....	30
CHAPITRE III : MODELISATION D'UNE STRUCTURE EN 3D.....	31
III.1 PRESENTATION DE CAS D'ETUDE.....	31
III.1.1 Eléments de maillages	32
III.3 REPOSE DE LA STRUCTURE A UNE CHARGE SISMIQUE :	34
III.4 CONCLUSION.....	39
CHAPITRE IV : ETUDE PARAMETRIQUE D'UN MODELE EN 2D.....	40
IV.1 Introduction.....	40
IV.2 PRÉSENTATION DU MODÈLE:	40
IV.3 ANALYSE SISMIQUE :	43
IV.4 Analyse sismique non linéaire géométrique	47
NON LINEARITE GEOMETRIQUE.	47
IV.2 Conclusion	52
CONCLUSION ET RECOMMANDATION.....	53
BIBLIOGRAPHIE.....	64

Liste des figures

Figure I-1 : effet de l'interaction sol-structure	5
FigureI-2 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol. (a) sites ; (b) champ libre ; (c) INTERACTION cinématique ; (d) interaction inertiel. (Wolf, 1985)	7
Figure I-3 :Modèle d'une méthode directe.....	8
FigureI-4 :Schématisation d'une méthode de sous-structure ; (Pecker, 2015).....	9
FigureI-5 : Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macro-élément d'ISS. (Grange, 2008).....	9
FigureI-6 : modèle de Voigt.....	11
FigureI-7 : Amortissement interne	12
FigureII-1 : Représentation d'une action sismique sur une structure	21
FigureII-2 : Accélération du sol et réponse de la	23
FigureII-3 : Réponses des structures.....	24
FigureII-4 : Système de masse M fixé par un élément de raideur K à un degré de liberté, son déplacement U est relatif à base (a)non-amorti (b) amorti.	26
Figure III-1 : déplacement de la structure selon le plan YY.....	36
Figure III-2 : déplacement Maximal de la structure selon le plan YY	37
Figure III-3 : déplacement de la structure selon le plan XX	37
Figure III-4 : déplacement Maximal de la structure selon le plan XX nœud N 2802 (structure)	38
Figure III-5 : déplacement Maximal de la structure selon l'axe XX nœud N 3964 (sol)	38
Figure III-6 Energie total émise par le model durant le séisme ETOTAL.....	38
Figure IV-1 énergie émise par la structure en vibration libre.....	43
Figure IV-2 Le signal sismique de séisme de Boumerdesse extraie par ABAQUS CAE.....	43
Figure IV-3 modèle en 2D par interaction sol-structure (ABAQUS CAE 6.14).....	44
Figure IV-4 déplacement de déférents nœuds du système selon l'axe X.....	45
Figure IV-5 accélération maximale du sol et structure selon l'axe Y.....	45
Figure IV-8 L'accélération du sol amorti selon l'axe Y.....	46
Figure IV-9 L'accélération de la structure amortie selon l'axe Y.....	46
Figure IV-10 déplacement du sol selon l'axe X	47
Figure IV.11. Critère de Mohr-Coulomb (Yungang Zhan et al, 2012).	48
Figure IV.12. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus)	49
Figure IV.13 déplacement de sol selon l'axe X.....	50
Figure IV.14déplacement de la structure selon l'axe X en (Nœud 2)	50
Figure IV.15 déplacement de sol et structure selon l'axe X en déférents nœuds.....	51
Figure IV.16 les contraintes max sur l'axe X en nœud 25.....	51
Figure IV.16 déformation max selon l'axe X en nœud 25	51

Liste des tableaux

Tableau II.1.les système d'unités utilisées en ABAQUS.....	17
Tableau III.1. Caractéristiques géométriques	31
Tableau III.2.Caractéristiques mécaniques.....	32
Tableau III.3.les valeurs des fréquences naturelles pour sol-structure	33
Tableau III.1.les facteurs d'amortissement utilisés par ABAQUS	34
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques du modèle.....	41
Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques	41
Tableau .IV : Les facteurs de Rayleigh utilisés par ABAQUS.....	42

Liste des symboles

\hat{O} (s)	<i>période propre de la structure</i>
$d(t)$ (m)	<i>déplacement relatif de la masse</i>
$\gamma(t)$ (m/s ²)	<i>accélération du sol</i>
m (kg)	<i>La masse</i>
F (N ou KN).	<i>La force</i>
K	<i>Facteur de raideur</i>
C	<i>Facteur d'amortissement</i>
$v(t)$ (m/s)	<i>La vitesse relative</i>
a, t (m/s ²)	<i>L'accélération de la masse m par rapport au sol</i>
$D(t)$ (m)	<i>Déplacement du sol</i>
G (KN/m ²)	<i>charge permanente</i>
Q (KN/m ²)	<i>charge d'exploitation</i>
[C]	<i>Matrice d'amortissement</i>
[M]	<i>Matrices de masse</i>
[K]	<i>Matrices de rigidité</i>
G'	<i>Rigidité de ressort</i>
(ϵ)	<i>Le vecteur de déformation</i>
η	<i>La viscosité</i>
ω (Hertz ou cycle/s)	<i>La fréquence circulaire</i>
σ (KN/m ²)	<i>Le vecteur de contrainte</i>
$\delta(\omega)$ (degré)	<i>Angle de perte</i>
ξ (degré)	<i>Le degré d'amortissement</i>
σ_m (Mpa)	<i>La pression effective moyenne</i>

K'	<i>La rigidité élastique</i>
K''	<i>L'effet de l'amortissement radiatif</i>
(E_c) (J)	<i>L'énergie cinétique</i>
E_p (J)	<i>Énergie potentielle</i>
(E_{\sim}) (J)	<i>L'énergie du séisme dissipée</i>
U (m)	<i>Le déplacement</i>
\dot{u} (m/s)	<i>La vitesse</i>
\ddot{u} (m/s ²)	<i>L'accélération</i>
ω_0 (rad/s)	<i>La pulsation propre</i>
v_0 (m/s)	<i>La vitesse initiale</i>
f (hertz ou cycle/s)	<i>La fréquence propre</i>
C_{ct}	<i>L'amortissement critique</i>
ω_d (rad/s).	<i>La pulsation amortie</i>
P_0 (Pa).	<i>Amplitude maximale d'un oscillateur</i>
ϖ (rad/s)	<i>Pulsation d'un oscillateur en mouvement</i>
R_d	<i>Un facteur d'amplification.</i>
E (Mpa)	<i>Le module d'Young</i>
ν	<i>Le coefficient de poisson</i>
ϕ (degré °)	<i>L'angle de frottement</i>
Ψ (degré °)	<i>L'angle de dilatance</i>
ε_p	<i>Déformation plastique</i>
P_0	<i>amplitude maximale</i>
ϖ (rad/sec)	<i>pulsation</i>

I. INTRODUCTION GENERALE:

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils constituent une activité géologique naturelle et induisent des destructions importantes occasionnant des pertes humaines et des dégâts matériels. Ils touchent tous les pays du méditerranée, notamment l'Algérie, exemple séisme de Chlef 1980 et le séisme de Boumerdesse en 2003 [1].

Les séismes sont des mouvements souterrain qui surgissent en surface par La propagation des ondes sismiques à travers des couches de sol, proches de la surface ces ondes produisent des mouvements du sol beaucoup plus importants, interagis avec les caractéristiques du sol par rapport à celles enregistrées à la base de la roche ; Où s'arrête le sol, où commence la structure ?

L'ingénieur géotechnicien se doit de traduit ces actions sismiques par des analyses mécaniques (essais géotechniques) par conséquent par des analyses numériques (modélisation par un outil informatique ; ex : ABAQUS, Z-Soil, ANSYS) afin de comprendre et caractériser les sollicitations sismique sur les ouvrages géotechniques. La question est comment peut-on modéliser ces sollicitations sismiques ?

Dans cette perspective nous avons entamé ce projet dans le but de déterminer l'effet dynamique des actions sismiques en considérant l'interaction sol-structure en premier nous avons procédé à une étude bibliographique étalée sur deux chapitres ; le premier consiste à éclaircir les grandes lignes de l'interaction sol structure, le second tant de raffiner un peu plus le concept en expliquant les notions utilisées dans ce mémoire de façon pratique et simplifié.

Ensuite nous allons affronter deux types de modèles (en 2D et en 3D)

En premier lieu un simple bâtiment en 3D de (R+2) reposant sur une fondation superficielle surmontant un sol homogène élastique de forme carrée ;

En deuxième lieu un simple modèle en 2D d'un portique de (R+1) avec 3 travées par étage supporté par un sol très meuble de comportement élastique ;

On aura à analyser la réponse dynamique de ces systèmes sol-structure par ;

- Une Analyse modal ; afin de déterminer la fréquence de résonance.
- Une Analyse sismique. Afin de déterminer la réponse dynamique

Nous avons modélisé cette réponse dynamique par un code de calcul par élément finis (ABAQUS) présenté, avec considération de linéarité et non linéarité géométrique et matériel.

Ce mémoire est structuré comme suite :

Chapitre I : Ce chapitre consiste à représenter comme une revue bibliographique sur l'interaction sol-structure

Chapitre II : représente une recherche bibliographique sur la réponse dynamique d'une structure soumise à une action dynamique.

Chapitre III : dans ce chapitre on a fait un modèle numérique en 3D d'un bâtiment par le logiciel de calcul par élément finis ABAQUS.

Chapitre IV : ce chapitre consiste par la modélisation d'un portique simple en 2D et étudier la réponse dynamique de cette structure lors du séisme.

CHAPITRE I

Notion de base sur l'interaction sol-structure

CHAPITRE I: Notion de l'interaction sol-structure (ISS) sous séisme

I.1.Introduction

L'excitation sismique ressentie par la structure est une fonction de l'origine du séisme, des effets du trajet suivi par le séisme, des effets du site local et des effets d'Interaction Sol-Structure (ISS).

Le résultat des trois premiers facteurs déjà cités est connu par le mouvement du champ libre du sol.

Alors que la réponse structurelle au mouvement du champ libre est influencée par l'ISS.

Les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe : on y rencontre des ondes de volume ; compression(p) et cisaillement (s) et des ondes de surfaces (Rayleigh, love).la nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par les caractéristiques géotechniques des terrains traversés.

La **figure I.1** illustre l'aspect fondamental de l'interaction ; cette aspect est présenté ici dans le cas de fondation sur pieux, partiellement enstérée dans le sol, mais les résultats restent applicables à tous types de fondations.[2]

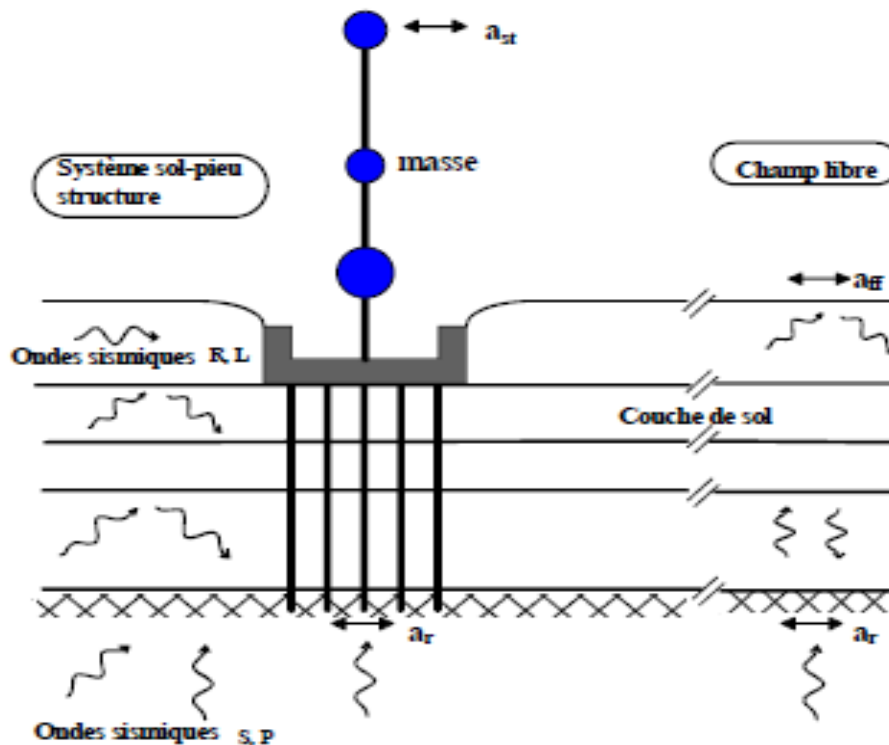


FIGURE I-1 :EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR UN OUVRAGE

I.2. Les composantes de l'interaction

Il existe 2 types d'interactions cinématique et inertiel dont on doit tenir compte dans le dimensionnement des fondations

I.2.1. Interaction cinématique

L'excavation et l'insertion de la base rigide (fondation sans la superstructure, **figure I.2c**) vont modifier le mouvement du champ libre (sol sans la fondation et la superstructure; **figure I.2b**).

Le fait d'excaver va diminuer le mouvement. De plus, la différence de la rigidité entre la fondation et le sol va aussi modifier le mouvement puisque les ondes sismiques incidentes doivent être reflétées et diffractées par la fondation. De ce fait, le mouvement total du sol au voisinage de la fondation doit être modifié du mouvement du champ libre. Puisque le sol est flexible, on doit avoir également des déformations additionnelles à la base (déplacement horizontal et balancement) différentes de celles du point de contrôle (A). Ainsi, cette interaction entre la fondation rigide et le sol (Interaction cinématique) modifie le mouvement sismique incident à la base et par suite conduit à des accélérations (forces d'inertie) tout au long de la hauteur de la structure différentes de celles développées dans la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée).[2]

I.2.2. Interaction Inertielle

Les forces d'inertie dans la structure, résultantes de l'interaction cinématique, conduisent à un moment fléchissant et un effort tranchant en point O (**figure I.2d**). Puisque le sol est flexible, cet effort et moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base. Ainsi le mouvement à la base de la structure est modifié de nouveau. De plus, on doit avoir deux genres d'amortissement qui ont pour fonction la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure : un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non linéarités qui se présentent dans le sol et un amortissement radiatif dû aux rayonnements des ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source d'onde. Si on ne prend pas compte des effets d'interaction cinématique (alors on a les mêmes forces d'inertie développées dans les deux structures ; incorporées dans les roches et le sol), l'interaction inertielle doit modifier le comportement dynamique de la structure.

En effet, les mouvements et les amortissements qui prennent naissance à la base de la structure incorporée dans le sol (base flexible) aboutissent à l'augmentation de la flexibilité de cette structure par comparaison au cas de la structure incorporée dans les roches (base encastrée).[2]

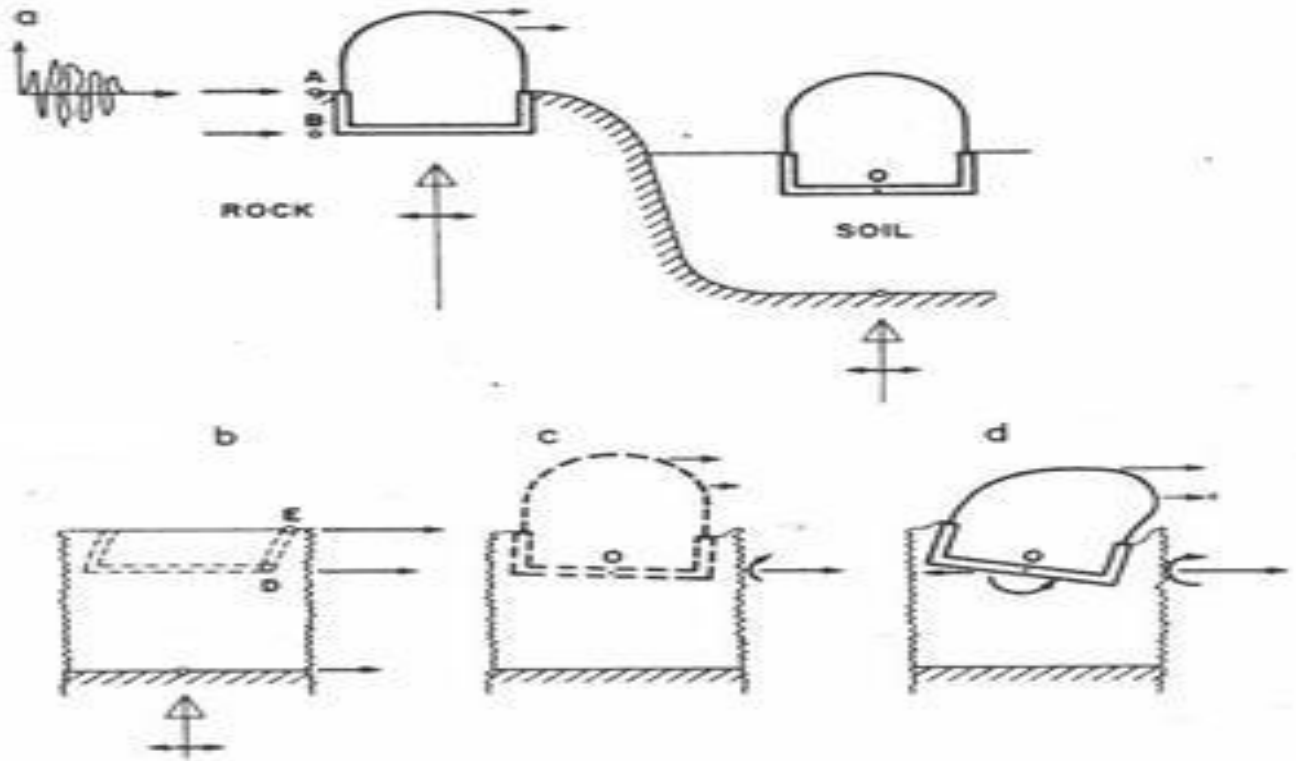


Figure I-2 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol. (a) sites ; (b) champ libre ; (c) INTERACTION cinématique ; (d) interaction inertiel. (Wolf, 1985)

I.3. Différentes méthodes de prise en compte l'ISS

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'ISS. Elles sont décrites et détaillées dans [Pecker, 1984] ou [Wolf, 1988] ou encore dans la thèse [Crémer, 2001].

Il existe trois méthodes d'analyse d'ISS ; la méthode directe (global), la méthode de sous-structures et la méthode hybride. Dans la méthode directe, le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet. Dans la méthode de sous-structure, le problème d'ISS est partitionné en parties distinctes qui sont ensuite combinées pour former la solution complète. La méthode hybride présente une combinaison de la méthode directe et de sous-structure, tout en profitant des avantages de chacune d'elles.[2]

I.3.1. Méthodes directes

Comme il est évident sur la **figure I.3**, le calcul est effectué en une seule étape par résolution direct de l'équation du mouvement (équation II.1) dans l'ensemble du système sol-structure :

$$m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (I.1)$$

Où, M, 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 F le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de ce système d'équation utilise les algorithmes classiques de la méthode des éléments finis (méthode de Newton Raphson et algorithme d'intégration temporelle de Newmark), (PECKER2010).

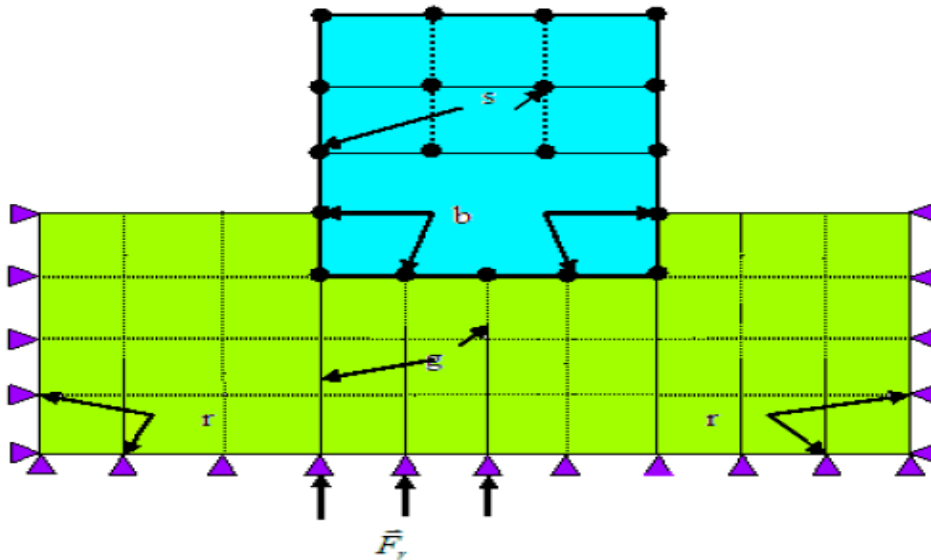


FIGURE I-3 :MODELE D'UNE METHODE DIRECTE

I.3.2. Méthodes de sous-structures

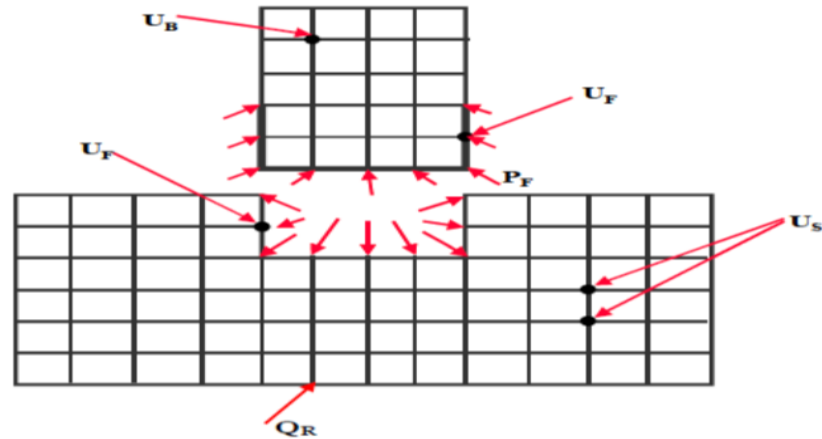
Elle vise à décomposer le problème en la somme de sous problèmes plus simples à résoudre.

Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de [Kausel et al.1978].

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

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

Cependant de nombreux travaux montrent que cette technique donne de très bons résultats [Pitilakis et al. 2008].

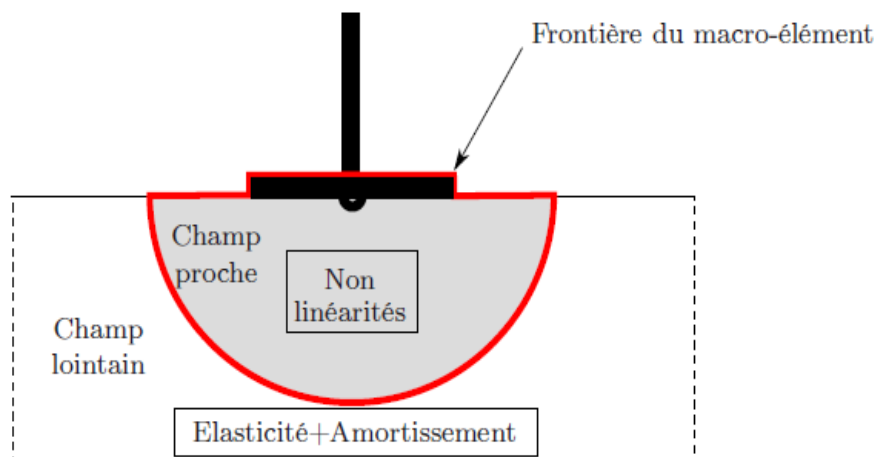


FIGUREI-4 :SCHEMATISATION D'UNE METHODE DE SOUS-STRUCTURE ; (PECKER, 2015)

I.3.3.Méthodes hybrides: concept du macro-élément

Les méthodes hybrides consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes en profitant des avantages de chacune. Ainsi les méthodes hybrides visent à décomposer le système en deux sous-domaines.

Le premier sous domaine: le champ lointain est suffisamment loin de la fondation pour être considéré élastique. Son comportement peut alors être régi par les impédances dynamiques. Le deuxième sous-domaine: le champ proche est quant à lui considéré comme ayant un comportement non-linéaire. Nous allons même jusqu'à considérer qu'il englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème. Ce domaine fini peut être traité par exemple avec la méthode des éléments finis [2].



FigureI-5 : Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macro-élément d'ISS. (Grange, 2008)

I.4.L'amortissement dans le sol

La prise en compte de l'amortissement n'est pas une tâche évidente et il est très difficile de postuler comment la matrice d'amortissement [C] est déterminée et avec qu'elle grandeurs mécaniques elle peut être mesurée. La procédure la plus répandue est de choisir la matrice d'amortissement comme une combinaison linéaire des matrices de masse [M] et de rigidité [K] selon le modèle de Rayleigh.

Contrairement aux structures on distingue deux types d'amortissement dans le sol : l'amortissement matériel et l'amortissement géométrique ou radiatif.[3]

I.4.1. Amortissement matériel

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

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

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

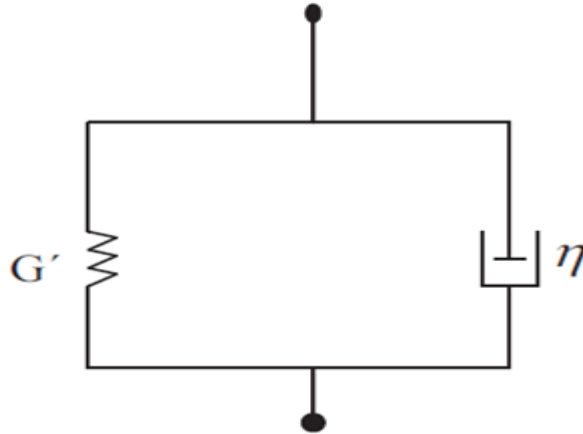
Pour modéliser l'effet de cet amortissement, le comportement du sol est modélisé par l'un des deux modèles viscoélastiques qui sont : Le solide de Voigt et le modèle à hystérésis constante.[3]

Le solide de Voigt :

Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité (G') placé en parallèle avec un amortissement de viscosité (η) représentant le comportement visqueux du sol (**Figure I.6**). Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoplastique se « souvient » des sollicitations qui lui ont été imposées au cours du temps. La vitesse de déformation joue un rôle important, et l'influence de cette vitesse se traduit par des relations constitutives exprimées sous forme complexes dépendant de la fréquence, reliant les contraintes aux déformations.

Pour un milieu unidimensionnel, la relation constitutive qui lie contraintes σ , déformations ε , est :

$$\sigma e^{i\omega t} = G' \varepsilon e^{i\omega t} + \eta \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon e^{i\omega t}) \quad (\text{I.4})$$



FigureI-6 : modèle de Voigt

Où ω : la fréquence circulaire et t : le temps.

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

$$\sigma = G' \varepsilon + i\eta\omega\varepsilon \quad (\text{I.5})$$

Les parties réel les représentent le comportement purement élastique du milieu et Les parties imaginaires sont associées au comportement visqueux et traduisent la dissipation (ou perte) d'énergie dans le milieu,

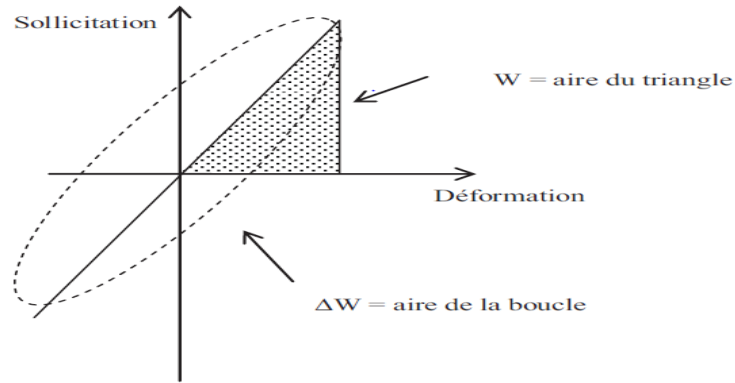
$$\tan \delta(\omega) = \frac{\omega\eta'}{G}$$

$$\tan \delta(\omega) \approx 2\xi$$

Avec : $\eta = 2\xi$

Modèle à hystérésis constante :

Le coefficient d'amortissement peut être obtenu à partir de courbes expérimentales (courbes d'hystérésis) Hardin et Richart (1963). Celui-ci est alors estimé à partir du coefficient de perte η qui représente le rapport de l'énergie dissipée au cours d'un cycle à l'énergie potentiel le maximum multipliée par 2π . [3]



FigureI-7 : Amortissement interne

En générale les cycles d’hystérésis sont modélises par des formes elliptiques, et l’expression de ce coefficient de perte est la suivante:

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

$$\xi = \frac{1}{4\pi} * \frac{\Delta w}{w}$$

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

Hardin & Al (1969) ont présente à partir d’essais une formule empirique donnant le degré d’amortissement pour les sols sans cohésion aux faibles amplitudes (de 10^{-6} à 10^{-4}),

$$\xi = 0,031 \gamma^{0.2} \sigma_m^{1/2} \quad (\sigma_m \text{ en MPa})$$

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

Pour les sols cohérents, n’atteignant pas la limite élastique cette valeur est de l’ordre de 5 % en moyenne, et reste indépendante de l’amplitude, On note que les variations du degré d’amortissement ξ se font en sens inverse de celle du module de déformation par glissement G.

En générale les valeurs adoptées pour ξ sont :

- Pour des déformations modérées (fondation vibrante), $\xi=5$ à 10%.
- Pour des déformations élevées (séisme), $\xi=15$ a 20%.

I.4.2. Amortissement géométrique ou radiatif

Une autre source d’amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l’énergie de mouvement se fait évacuer à l’extérieur du système (structure et sol entourant) à travers les ondes

en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement radiatif (ou géométrique).

Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol - structure, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol. Il est à noter enfin que l'amortissement radiatif est fonction de la fréquence de vibration.

L'amortissement géométrique est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

Les propriétés dynamiques du sol sont conventionnellement décrites en termes de fonctions d'impédances complexes, dépendant de la fréquence et reliant les forces aux déplacements :

$$\mathbf{K} = (\mathbf{K}' + i\mathbf{K}'')$$

La partie réelle \mathbf{K}' définit la rigidité élastique et la partie imaginaire \mathbf{K}'' décrit l'effet de l'amortissement radiatif.

Par analogie avec un oscillateur simple à un degré de liberté, la constante de l'amortissement visqueux radiatif équivalent s'exprime par :

$$C = \mathbf{K}''/\omega$$

Ce type d'amortissement est donc toujours fonction de la fréquence angulaire de vibration ω [3].

I.5. Conclusion

En vue du vaste flux théorique représenté lors des précédents paragraphes, nous nous trouvons dans l'obligation de raffiner un peu plus notre recherche afin de cerner au mieux le problème et de se concentrer sur tous les éléments théoriques nécessaires à établir notre modèle, le chapitre suivant fera l'objet de cette étape afin d'éviter qu'on se perde dans la théorie.

CHAPITRE II :

Réponse dynamique d'une structure soumise à une action
sismique

II. CHAPITRE II : Réponse dynamique d'une structure soumise à une action sismique

II.1. Introduction

La problématique de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement à son dimensionnement mais aussi aux déformations engendrées par sa construction ou sa réparation : les nuisances associées à ces déformations ne sont plus admises par les collectivités publiques ou les riverains du projet.

La méthode des éléments finis permet l'estimation a priori des déformations néanmoins il est nécessaire d'avoir des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte.

La méthode des éléments finis est 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, ...
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et maintenance des logiciels.

La MEF consiste à remplacer la structure physique 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. [4]

II.2. Calcul par la Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes elle permet de simuler toutes les phases de travaux et de prendre en compte les variations des caractéristiques et de l'ouvrage et des couches de terrain qui nécessite :

- La définition de la géométrie et les conditions aux limites.
- Le choix d'une loi de comportement du sol ; de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam Clay, ...

- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Les logiciels les plus communs à base de MEF utilisés en géotechnique :

CESAR (LCPC), PLAXIS, ABAQUS que nous avons opté d'utiliser pour notre étude.

II.3. Présentation de logiciel de calcul par éléments finis « ABAQUS »

Est un code de calcul utilisant la méthode des éléments finis (MEF) créé en 1978 par Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS). Selon la méthode de résolution, on distingue trois grands codes.

- ABAQUS/Standard : résolution par un algorithme statique implicite.
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme dynamique explicite.
- ABAQUS/CAE constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour les dits solveurs.

II.3.1. Caractéristiques de logiciel ABAQUS [5]

I.7 Non-linéarités

Types de non-linéarités :

Matériaux.

Géométriques.

Contact.

- **Non-linéarités matérielles**

Hyper-élasticité.

Plasticité.

Viscoplasticité.

Endommagement.

Possibilités de programmer de nouvelles lois de comportement (en FORTRAN).

- **Non-linéarités géométriques**

Grandes déformations.

Grands déplacements.

Grandes rotations.

Instabilités (bifurcations, points-limites).

Possibilités de remaillage automatique (type r) sur ABAQUS/Explicit.

- **Non-linéarités de contact**

Une capacité sophistiquée de modéliser le contact entre plusieurs solides (2D et 3D).

Rigide/Rigide, Rigide/Déformable, Déformable/Déformable.

Lois de frottement diverses et complexes.

La capacité à modéliser très grands changements dans la forme des solides, dans deux et trois dimensions.

Possibilités de programmer de nouvelles lois d'interaction (en FORTRAN).

b. Problèmes analysés par ABAQUS

- Statique et dynamique.
- Linéaire et non linéaire.
- Dynamique des corps rigides.

C. Les éléments utilisés par ABAQUS

On distingue différentes grandes classes d'éléments (**Marc Sartor**): [5]

- Les éléments unidimensionnels (1D) : barre (Rod ou Truss), poutre rectiligne ou courbe (beam).
- Les éléments bidimensionnels (2D) : élasticité plane (contrainte ou déformation plane), plaques en flexion, coques courbes (shell), de forme triangulaire ou rectangulaire.
- les éléments tridimensionnels (3D) : de forme tétraédrique, hexaédrique...etc.
- les éléments axisymétriques (pour les pièces présentant une symétrie de révolution au niveau de la géométrie et du chargement).
- les autres éléments : ressorts (spring), amortisseurs (dashpot), rigides (rigid).

II.3.2. Système d'unités utilisées

TABLEAU II.1. LES SYSTEME D'UNITES UTILISEES EN ABAQUS [6]

Quantité	SI	SI(mm)	US Unit (ft)	US Unit (inch)
longueur	m	mm	ft	in
force	N	N	lbf	lbf
Masse	kg	tonne (10 ³ kg)	slug	Lbfs ² /in
Temps	s	s	s	s
Contrainte	Pa (N/m ²)	Mpa (N/mm ²)	Lbf / ft ²	Psi(lbf/in ²)
Energie	J	mJ (10 ⁻³ J)	ft lbf	in lbf
Masse volumique	Kg/m ³	Tonne/mm ³	Slug/ft ³	lbf s ² / in ⁴

II.3.3. Etapes de simulation numérique D'un problème par ABAQUS CAE [7]

➤ **Module: part**

Il s'agit du premier des modules où la géométrie du modèle numérique est déclarée, modifiée ou importée à partir de fichiers de géométrie créés à l'aide d'un logiciel de CAO.

Le menu **PART** permet de créer, d'éditer ou de supprimer les pièces considérées nécessaires à la simulation.

Le menu **Forme** permet d'appliquer différentes techniques géométriques afin d'obtenir la géométrie souhaitée pour chacune des pièces considérées.

➤ **Module: Property**

Le deuxième module suggéré est la propriété. Dans ce cas, les matériaux, sections et profils nécessaires à chaque pièce peuvent être créés, modifiés, attribués ou supprimés en fonction des besoins de l'utilisateur.

Le menu **Matériau** permet la création, la modification et la suppression des lois sur les matériaux nécessaires à la simulation, allant des propriétés d'état telles que la densité aux lois mécaniques, thermiques, électriques ou acoustiques.

Le menu **Section** offre la possibilité de créer des sections de calcul pour tous les types d'éléments utilisés possibles - un, deux ou trois dimensions, corps rigides, etc. Il permet également la gestion de l'affectation des sections créées sur chaque pièce.

Si vous utilisez des éléments unidimensionnels dans le modèle, le menu **Profil** permet de créer, éditer, assigner et supprimer ceux-ci au besoin.

Semblable à Profil est le menu **Composite**, qui permet la création, l'édition, l'attribution ou la suppression de sections composites.

➤ **Module: Assembly**

Le module **Assembly** permet à l'utilisateur de positionner géométriquement les pièces dans l'agencement souhaité, de copier plusieurs pièces, de les traduire ou de les faire pivoter de manière à créer la configuration considérée. Toutes les options susmentionnées sont disponibles dans le menu **Instance**.

Des contraintes géométriques peuvent également être créées, éditées ou supprimées, notamment Face parallèle ou Bord parallèle, Point coïncident ou Coaxial, à partir du menu **Constraint**.

➤ **Module: step**

Le quatrième module proposé par le logiciel est **Step**. Il permet, par l'utilisation du menu **Step**, la création, l'édition et la suppression des étapes de calcul et de leur ordre.

Le menu **Output** permet à l'utilisateur de demander que certaines variables (résultats) soient calculées, en fonction du temps ou non (Historical Output). De plus, les sections de sortie d'intégration peuvent être attachées à des pièces continues tridimensionnelles, afin d'obtenir à la fois des contraintes et des efforts de section.

➤ **Module: interaction**

Ce module permet la création, l'édition et la suppression des interactions que l'utilisateur a raisonnées pour exister entre les pièces appartenant à l'assemblage. Le menu **Interaction** offre la possibilité d'identifier automatiquement les paires de contacts entre deux ou plusieurs pièces adjacentes, de créer manuellement de nouvelles interactions, d'éditer et de supprimer les existantes, de créer, de modifier et de supprimer les propriétés d'interaction, de contrôler les contacts, d'initialiser et de stabiliser les contacts.

Le menu **Constraint** offre la possibilité de créer, d'éditer et de supprimer des contraintes entre des pièces adjacentes, telles que Tie, Corps rigide, Couplage, Couplage Shell-Solide, Région intégrée, etc.

Le menu **Connector** offre la possibilité de créer des connecteurs, d'affecter des sections, de la géométrie et du gestionnaire d'affectation.

➤ **Module: Load**

Le module **Load** permet à l'utilisateur de définir les charges externes agissant sur le modèle numérique considéré et l'application de différentes conditions aux limites.

Le menu Load permet de créer, éditer et supprimer différentes charges (mécaniques, thermiques, électriques, etc.) sur le modèle. Ces charges peuvent être considérées, en fonction des besoins, soit uniformes, réparties, variables dans le temps et dans l'espace, etc.

Le menu **Boundary Conditions** offre la possibilité d'imposer différentes conditions aux limites, telles que fixités, limites thermiques ou électriques, etc., sur le modèle considéré.

Le menu **Predefined Field** prédéfini offre la possibilité de créer, de modifier ou de supprimer davantage d'options liées à l'état de l'ensemble, telles que le degré de saturation initial, le taux de vide initial, etc.

Dans le cas de la prise en compte d'étapes de variation linéaire, par exemple, le menu **Load Case** permet à l'utilisateur de créer, modifier ou supprimer des cas de charge constitués de charges externes singulières, réunies dans le même cas, chacune avec un facteur de magnitude propre.

➤ **Module: Mesh**

Le module **Mesh** donne la possibilité de discrétiser en fonction de la meilleure adaptation de l'utilisateur aux parties de l'instance. Le menu Graine permet à l'utilisateur de faire respecter les limites du développement des éléments dans lesquels les pièces seront maillées. Cela peut être fait soit par une entrée uniforme, soit par un contrôle manuel bord par bord.

Le menu **Mesh** permet à l'utilisateur de modifier le type d'élément constituant le maillage, le type de technique de discrétisation utilisée, mais également de récupérer la géométrie de la pièce perdue à partir du maillage enregistré.

➤ **Module: Optimisation**

Le module d'optimisation comprend les menus Task, Design Response, Objective Function, Constraint, Geometric Restriction et Stop Condition. L'objectif général de ce module est d'améliorer les performances des pièces et des ensembles conçus, à la fois en termes de résistance structurelle, de stabilité structurelle et de performance économique.

➤ **Module: Job**

Le module **Job** est le dernier des modules de pré-traitement auxquels l'utilisateur peut accéder avant de soumettre l'ensemble du modèle à l'unité de traitement à calculer. Le menu Job offre la possibilité de gérer et de surveiller les travaux, de gérer les informations des fichiers d'entrée déjà créés, d'observer les résultats et d'exporter le modèle dans le fichier d'entrée Nastran.

Le menu **Co-exécution** permet à l'utilisateur de calculer en même temps plusieurs tâches qui interagissent en termes de résultats partagés, d'état de l'assemblage, etc.

➤ **Module: Visualisation**

Le module de **visualisation** offre diverses possibilités pour extraire les données obtenues après la phase de calcul.

Le menu **Result** donne la possibilité de disséquer les résultats sur différents points d'intérêt (heure, cadre, type de sortie variable, etc.) et de créer de nouveaux champs d'intérêt.

Le menu **Animate** permet à l'utilisateur de modifier les conditions dans lesquelles un mini-film est créé et de le créer en fonction de l'évolution de l'état de l'ensemble.

Le menu **Report** permet de tracer et d'extraire les données, afin que l'utilisateur puisse les utiliser davantage.

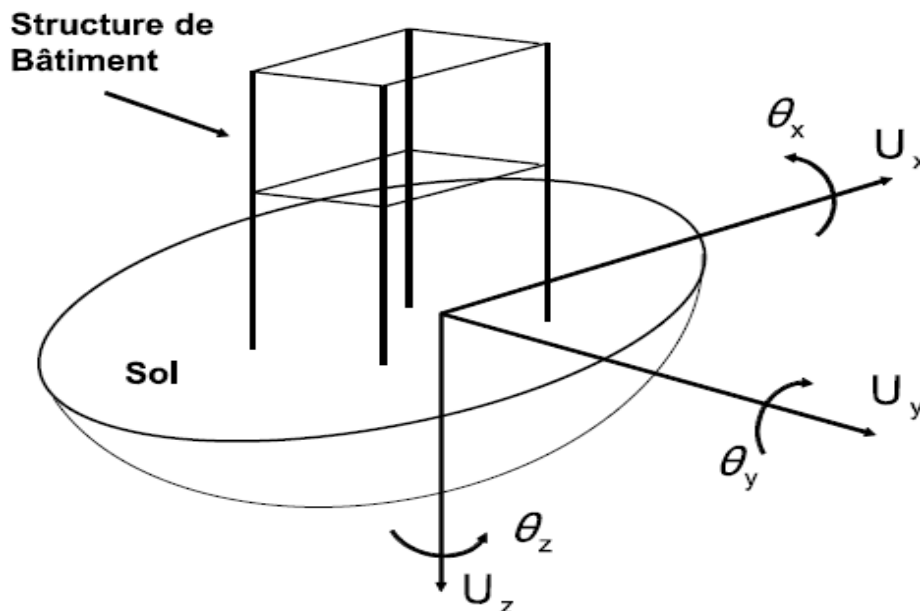
➤ **Module: Sketch**

Ce module est facilement utilisable afin d'esquisser les formes de pièces simples, considérées plus tard comme leur géométrie.

II.4. Réponse de structure aux actions sismiques

L'action d'un séisme sur une structure se traduit par un déplacement du sol variable dans le temps $U_g(t)$, qui implique des composantes de translation $U(t)$ et de rotation $\theta(t)$ alternées ; **figure**

II.1



FigureII-1 : Représentation d'une action sismique sur une structure

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales U_x et U_y) et d'une composante verticale U_z . Il est utile de savoir que la composante verticale peut être de même ordre que la

composante horizontale au voisinage de l'épicentre. Plus nous éloignons de cette épicentre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale, elle perd environ 50 à 70% de son influence. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable, que le mouvement horizontal [3]. D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante, alors que la composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux [8].

II.5. Mode de vibration des structures [9]

Certaines actions exercées sur une structure peuvent être à l'origine de sollicitations variables dans le temps, ces actions présentent un caractère dynamique les déformations correspondantes sont suffisamment rapides pour que les forces d'inertie mises en jeu cessent d'être négligeables vis-à-vis des sollicitations agissant sur la structure, par la suite la réponse de cette dernière apparaît comme conditionnée dans une proportion significative par ces forces d'inertie.

Ainsi, les charges roulantes, les machines vibrantes, le vent, le séisme, les explosions produisent des effets semblables.

Le calcul dynamique suppose que la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie (celles-ci n'existent que pendant la durée du séisme) et l'état de contrainte à tout instant en découle.

Lorsqu'une structure est soumise à une action sismique, elle effectue une série d'oscillations dont l'intensité augmente ; C'est la phase dite « transitoire ». Puis, tant que dure le séisme, s'installe une série d'oscillations (vibrations) forcées régies par des lois en général complexes. Enfin, leur succèdent, dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples, et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement (**figure II.2**).

Il est à noter qu'en absence d'amortissement et d'excitation extérieurs, les structures peuvent osciller indéfiniment suivant une fonction sinusoïdale du temps suivant la fréquence d'excitation, l'amplitude de la réponse est différente.

Pour les ouvrages dont la fréquence propre de vibration est voisine de celle de l'action sismique, les structures effets dynamiques entrent en jeu : la réponse de l'ouvrage interagit avec l'action (il y a résonance) [9].

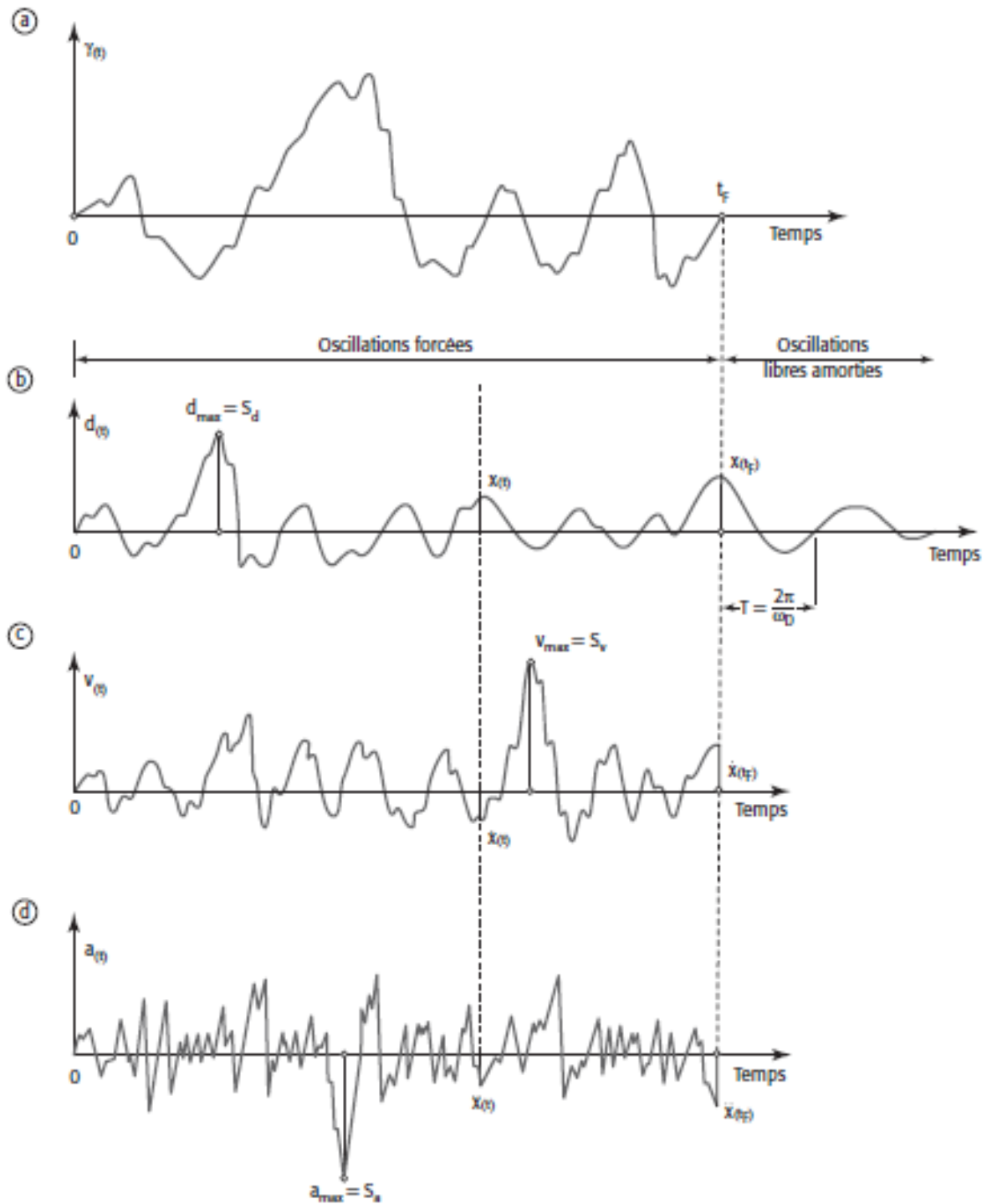


Figure II-2 : Accélération du sol et réponse de la

a) Accélérations du sol – b) Réponse en déplacements – c) Réponse en vitesses – d) Réponse en accélérations

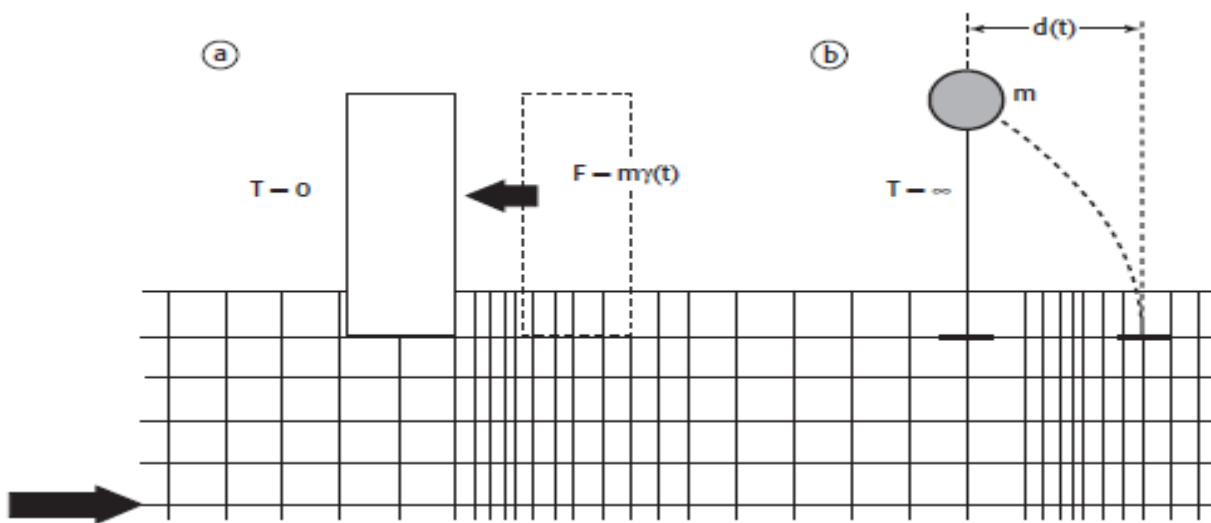
II.5.1. Typologie des modes de vibration[9]

Le mouvement du sol est connu *a posteriori* par son accélérogramme (t) enregistré lors d'un séisme on peut envisager trois situations des structures liées au sol :

➤ **Structures parfaitement raides** (la période $T = 0$) ; c'est-à-dire que chaque point de la structure a le même déplacement absolu que le sol (**figure II.3**), donc la même accélération $\gamma(t)$. Le déplacement relatif de la masse, quel que soit l'amortissement de la structure par rapport au sol est nul ; la réponse de l'oscillateur est quasi statique : $d(t) = 0$

L'accélération de l'oscillateur tend vers l'accélération du sol (l'amplification de l'oscillateur tend vers l'unité) appelée accélération à période nulle ou à fréquence infinie.

En conséquence, une masse m attachée à cette structure (**figure II.3a**), lui communique une force d'inertie $F = m\gamma(t)$



FigureII-3 : Réponses des structures

a) Oscillateur infiniment raide – b) Oscillateur infiniment souple

➤ **Structures parfaitement souples** ($T = \infty$) ; le déplacement absolu des masses de la structure en dehors de celles directement liées au sol (les fondations par exemple) est nul sous l'action des forces d'inertie.

Le déplacement relatif $d(t)$ de la structure par rapport au sol passe par un maximum, et est opposé au déplacement absolu du sol (**figure II.3b**).

➤ **Structures courantes** ; le déplacement absolu des masses de la structure par rapport à celui du sol n'est ni nul ni égal.

On rencontre aussi des structures comportant à la fois des parties souples et de parties raides, extrêmement contrastées, comme par exemple :

→des niveaux élastiques (portiques) situés généralement au rez-de-chaussée

II.6. Étude de l'oscillateur simple[9]

Lorsqu'on écarte un système tel qu'un oscillateur simple constitué d'une masse m fixée au bout d'une tige d'une position d'équilibre, compte tenu des liaisons et des déformations qui lui sont imposées, il y a apparition des forces de rappel qui tendent à le ramener à sa position de repos (**figure I.3**).

Sous l'action du séisme, l'oscillateur est soumis à sa base au point A à un mouvement du sol $D(t)$ variable avec le temps ; le mouvement que prend la masse oscillante est un mouvement plan entièrement défini par le déplacement du centre de gravité de la masse au temps t . Donc le système dépend d'un seul degré de liberté : le déplacement relatif $d(t)$ de la masse par rapport au sol.

La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces, s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme et déterminée lorsque la masse occupe la position déformée définie par $d(t)$ et est soumise aux forces horizontales suivantes :

- une force de rappel élastique exercée par le support de raideur k , qui est proportionnelle au déplacement relatif $d(t)$:

$$F1 = -K d(t) \quad (\text{II.1})$$

- une force de freinage proportionnelle à l'amortissement C et à la vitesse relative $v(t)$; autrement dit, à déplacement nul, l'amortissement est nul aussi :

$$F2 = -C v(t) \quad (\text{II.2})$$

- une force d'inertie développée par la masse m dans le sens contraire à l'accélération $\Gamma(t)$ de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisent la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage, elles sont donc opposées aux forces élastiques :

$$F = -m\Gamma(t) = -m [\gamma(t) + a(t)] \quad (\text{II.3})$$

Avec :

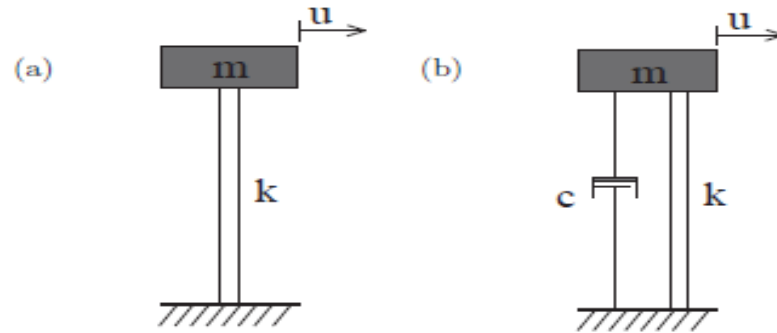
$\gamma(t)$ = l'accélération du sol ;

$a(t)$ = l'accélération de la masse m par rapport au sol

II.6.1. Equation du mouvement: vibrations libres [10]

- *Systeme non amorti*

La plupart des structures régulières de génie civil peuvent être modélisées par un modèle dit de brochette. il est constitué de masse concentrée, ou s'applique les efforts d'inertie, et des éléments sans masses liants des masses concentrées ; ces éléments représentent la rigidité latérale de la structure. Dans un premier temps, les démonstrations seront faites sur un modèle simple à une seule masse, représentant un seul degré de liberté et sans amortissement, (**figure II.3**)



FigureII-4 : Système de masse M fixé par un élément de raideur K à un degré de liberté, son déplacement U est relatif à base (a)non-amorti (b) amorti.

L'équation du mouvement de système est :

$$FI + FS = 0$$

FI est la force d'inertie, elle est proportionnelle à la dérivée du déplacement par rapport au temps, soit l'accélération \ddot{u} :

$$FI = m\ddot{u}$$

Où m désigne la masse concentrée et u désigne le déplacement relatif par rapport à la base.

FS est la force de rappel, elle est proportionnelle au déplacement u :

$$FS = Ku$$

Où K désigne la rigidité latérale

L'équation (1) peut s'écrire :

$$m\ddot{u} + Ku = 0 \quad (\text{II.4})$$

Le temps de droite de l'équation (II.4) est nul lorsqu' il n'ya pas de sollicitation externes. Quand on déplace la masse d'un déplacement initial u_0 , la masse se met à vibrer autour de sa position d'équilibre initiale.

- **Système amorti**

En pratique, les structures présentent toujours un amortissement non-nul.

L'amortissement est souvent modélisé par un amortisseur visqueux (**Figure II.3b**), ce qui est mathématiquement convenable pour la résolution de l'équation du mouvement. L'équation prend la forme suivante :

$$FI + FD + FS = 0 \quad (\text{II.5})$$

La force d'amortissement FD est proportionnelle à la première dérivée du déplacement par rapport au temps, c'est-à-dire la vitesse du mouvement :

$$FD = C\dot{u}$$

L'équation (I.7) s'écrit ainsi :

$$m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (\text{II.6})$$

$$m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -m \quad (\text{II.7})$$

II.6.2. Solution de l'équation du mouvement : vibration libres

Systeme non amorti

La solution de l'équation différentielle (I.6) est de la forme suivante :

$$u = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \quad (\text{II.8})$$

Avec ω_0 la pulsation propre,

A, B sont des constantes que l'on peut définir à partir des conditions initiales du déplacement u_0 et de la vitesse v_0 :

$$t = 0 \Rightarrow u(t = 0) = u_0 \Rightarrow A = u_0$$

$$\dot{u}(t = 0) = v_0 \Rightarrow B = v_0 / \omega_0$$

Si l'on considère que la vitesse initiale est nulle, cela annule la constante B et le déplacement et ses dérivées s'écrivent comme suit :

$$u = A \cos \omega_0 t$$

$$\dot{u} = -A\omega_0 \sin \omega_0 t$$

$$\ddot{u} = -A\omega_0^2 \cos \omega_0 t$$

On substituant dans l'équation (II.4) on obtient l'équation suivante :

$$(-\omega_0^2 m + K)A \cos \omega_0 t = 0 \quad (\text{II.9})$$

Cela implique que pour vérifier l'équation précédente, le premier terme de l'équation (II.9) s'annule, soit :

$$-\omega_0^2 m + K = 0$$

$$\text{D'où } \omega_0 = \sqrt{K/m} \quad (\text{II.10})$$

Cette dernière formule montre que la pulsation propre ω_0 ne dépend ni des sollicitations externes. Elle est propre à la structure et exprimée en rad/sec.

On peut en déduire la fréquence propre

$$f = \frac{\omega_0}{2\pi} = 1/T \quad (\text{II.11})$$

T est la période propre de la structure exprimée en seconde.

Systeme amorti

L'équation (II.7) après une division par la masse m s'écrit :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = 0 \quad (\text{II.12})$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g \quad (\text{II.13})$$

Où $\omega_0 = \sqrt{K/m}$ et ξ représente le coefficient d'amortissement, soit :

$$\xi = C/2m\omega_0$$

La quantité $2m\omega_0$ est appelée l'amortissement critique C_{ct} . Elle dépend de la raideur et de la masse de la structure, soit :

$$C_{ct} = 2m\omega_0 = 2\sqrt{Km} = \frac{2K}{\omega_0}$$

La solution générale de l'équation (II.13) est de la forme suivante :

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} (C \cos \omega_d t + D \sin \omega_d t) \quad (\text{II.14})$$

Où C et D sont des constantes que l'on peut définir à partir des conditions initiales suivantes :

$$t = 0 \Rightarrow u(t = 0) = u_0 \Rightarrow C = u_0$$

$$\dot{u}(t = 0) = v_0 \Rightarrow D = \frac{v_0 + \xi\omega_0 u_0}{\omega_d}$$

ω_d est la pulsation amortie de la structure. Elle est liée à la pulsation propre de la structure non amortie par la relation suivante :

$$\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}$$

Avec un amortissement inférieur à 20%, ce qui est le cas dans les structures de génie civil, les deux fréquences sont presque égales.

$$u = e^{-\xi\omega_0 t} (u_0 \cos \omega_0 t + \frac{v_0 \xi \omega_0 u_0}{\omega_0} \sin \omega_0 t) \quad (\text{II.15})$$

II.6.3. Réponse d'un système soumis aux vibrations forcées

Système non amorti

L'oscillateur sera maintenant sollicité par une force externe harmonique de la forme suivante :

$$P(t) = P_0 \sin \omega t \quad (\text{II.16})$$

L'équation du mouvement devient :

$$F_I + F_{II} = P \quad (\text{II.17})$$

Soit :

$$m\ddot{u} + Ku = P_0 \sin \omega t \quad (\text{II.18})$$

La solution particulière de l'équation différentielle précédente s'écrit alors :

$$u_p = \frac{P_0}{K} \frac{1}{1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2} \sin \omega t \quad (\text{II.19})$$

Et la solution complémentaire:

$$u_c = A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t \quad (\text{II.20})$$

Les constantes **A** et **B** se déterminent à partir des conditions initiales u_0 et v_0 et l'expression finale du déplacement est :

$$u = u_0 \cos \omega_0 t + \frac{v_0}{\omega_0} - \frac{P_0}{K} \frac{1}{1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2} \sin \omega t + \frac{P_0}{K} \frac{1}{1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2} \sin \omega t \quad (\text{II.21})$$

Transitoire **Permanent**

Le premier terme dépend des conditions initiales .il est appelé **transitoire**, mais il possède une valeur non-nulle même pour un déplacement initial est une vitesse initiale nuls. Le nom transitoire vient du fait que cette réponse décroît avec le temps à cause de la présence d'amortissement, lorsque le système est amorti.

Le deuxième terme possède une valeur non-nulle tant que la sollicitation existe.il est appelé **permanent** .l'équation (II .20) montre que lorsque $\omega = \omega_0$, l'amplitude **u** tend vers l'infini : on dit que la structure est en résonance avec la sollicitation.

Système amorti

L'équation du mouvement d'une structure excitée par une force externe harmonique et qui présente de l'amortissement devient:

$$m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = P_0 \sin \omega t \quad (\text{II.22})$$

La solution particulière de cette équation est de la forme:

$$u_p = C \sin \omega t + D \cos \omega t \quad (\text{II.23})$$

Les constantes C et D sont définies par:

$$C = \frac{P_0}{K} \frac{1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2}{\left[1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2\right]^2 + \left[2\xi(\frac{\omega}{\omega_0})^2\right]^2} \quad (\text{II.24})$$

$$D = \frac{P_0}{K} - \frac{2\xi \frac{\omega}{\omega_0}}{\left[1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2\right]^2 + \left[2\xi(\frac{\omega}{\omega_0})^2\right]^2}$$

La solution complémentaire est de la forme:

$$u_c = e^{-\xi\omega_0 t}(A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \quad (\text{II.25})$$

Où A et B se déterminent à partir des conditions initiales de déplacement u_0 et de vitesse v_0 .

La solution totale de l'équation comprendra deux parties : une partie transitoire et une partie permanente:

$$u = e^{-\xi\omega_0 t}(A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + C \sin \omega t + D \cos \omega t \quad (\text{II.26})$$

Transitoire **Permanent**

L'amortissement fait bien décroître la composante transitoire du déplacement au cours du temps. On voit comment la réponse totale tend vers la réponse permanente car la partie transitoire est annulée à cause de l'amortissement. Il faut noter que le pic du mouvement a lieu avant que le système n'atteigne la partie permanente. L'importance de l'amortissement est remarquable dans la résonance, où la fréquence de la sollicitation s'approche ou égale la fréquence propre de la structure. La solution de l'équation (II.21) représentant la partie permanente peut être écrite en terme de phase et par un facteur d'amplification du déplacement R_d de la manière suivante:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 \sin(\omega t - \phi) = (\mathbf{u}_{st})_0 R_d \sin(\omega t - \phi) \quad (\text{II.27})$$

$$R_d = \mathbf{u}_0 / (\mathbf{u}_{st})_0 = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)\right]^2}} \quad (\text{II.28})$$

II.7 Conclusion:

On a conclu à travers cette recherche bibliographique que l'activité sismique par sa dangerosité sa complexité son étude est plus que nécessaire, la localisation, sa répartition sur les divers territoires, son ampleur.

Aujourd'hui les efforts se poursuivent en améliorant de façon permanente afin d'évaluer l'aléa sismique. Qui doivent non seulement servir à améliorer nos connaissances scientifiques mais aussi à servir à une meilleure prévention et la réduction du risque sismique.

CHAPITRE III

Modélisation d'une structure en 3D par ABAQUS

CHAPITRE III : Modélisation d'une structure en 3D par ABAQUS

III.1 Présentation de cas d'étude

Nous allons démontrer la mise en place d'une analyse sismique. On a réalisé un modèle numérique en 3D par logiciel de calcul ABAQUS ;

La structure étudiée est un portique en béton à «R+2» avec une fondation encastree sur le segment de sol environnant, le bloc du sol est de type élastique ;

Les fondations sont en béton soutiendront la structure en béton qui subira un certain mouvement sous l'effet d'un tremblement de terre. L'accélération sera appliquée aux nœuds de la base

Les caractéristiques géométriques et mécaniques utilisées dans cet exemple sont illustrées dans les tableaux suivants :

TABLEAU III.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Géométrie de modèle		
Sol de base	section	40m*40m (m ²)
	Profondeur	30m
Sol d'interface	section	12m*12m
	Profondeur	4m
Fondation	section	2m*2m
	Profondeur	2m
Poutre	longueur	6m
Poteau	longueur	4m

TABLEAU III.2. CARACTERISTIQUES MECANIQUES

matériaux		
SOL	Densité (γ) (KN/m³)	2000
	Module élastique (E) (Pa)	2.6^e8
	Coefficient de Poisson (ν)	0.3
Béton	Densité (γ) (KN/m³)	2500
	Module élastique (E) (Pa)	3^e10
	Coefficient de Poisson (ν)	0.3

III.1.1 Eléments de maillages

- Pour le sol base et la fondation on a l'élément C3D8 ; 8 nœuds linéaires représenté par un hexagonal;
- pour le sol de segment on a l'élément C3D4 ; 4 nœuds représenté par un tétraèdre ;
- pour la poutre et le poteau on a l'élément B31 ; 2 nœuds représenté en poutre linéaire en espace ;

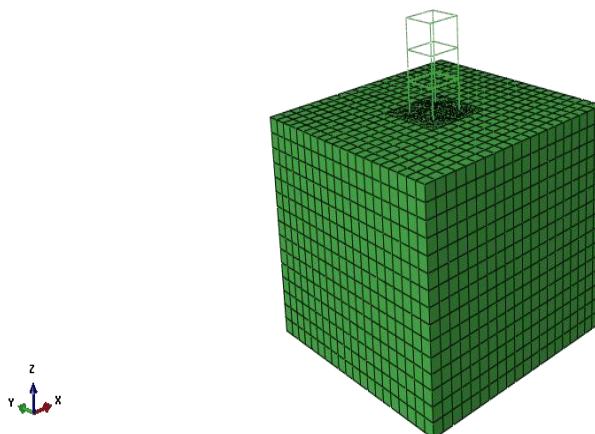


Figure III-1 maillage de modèle avec option 'merge cut' par ABAQUS CAE

CHAPITRE III : Modélisation d'une structure en 3D par ABAQUS

Afin de déterminer les coefficients Rayleigh, on détermine d'abord 6 modes propres pour la structure et 4 autres modes pour le sol extraient par une analyse fréquentielle par ABAQUS.

TABEAU III.3. LES VALEURS DES FREQUENCES NATURELLES POUR SOL-STRUCTURE

Step Name		Description	
freq			
Frame			
Index	Description		
0	Increment	0: Base State	
1	Mode	1: Value = 1.02927E-12 Freq = 1.61468E-07 (cycles/time)	
2	Mode	2: Value = 57.990 Freq = 1.2120 (cycles/time)	
3	Mode	3: Value = 57.990 Freq = 1.2120 (cycles/time)	
4	Mode	4: Value = 136.07 Freq = 1.8565 (cycles/time)	
5	Mode	5: Value = 136.07 Freq = 1.8565 (cycles/time)	
6	Mode	6: Value = 213.42 Freq = 2.3251 (cycles/time)	
7	Mode	7: Value = 471.40 Freq = 3.4555 (cycles/time)	
8	Mode	8: Value = 479.04 Freq = 3.4834 (cycles/time)	
9	Mode	9: Value = 486.81 Freq = 3.5116 (cycles/time)	
10	Mode	10: Value = 486.83 Freq = 3.5116 (cycles/time)	

Les deux figures suivantes représentent 2 modes de vibration, un pour le sol et un autre pour la structure

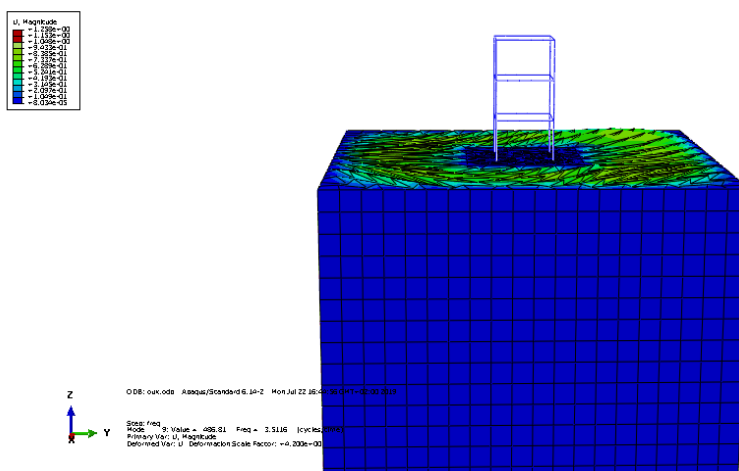


Figure III-2 vibration naturelle du sol

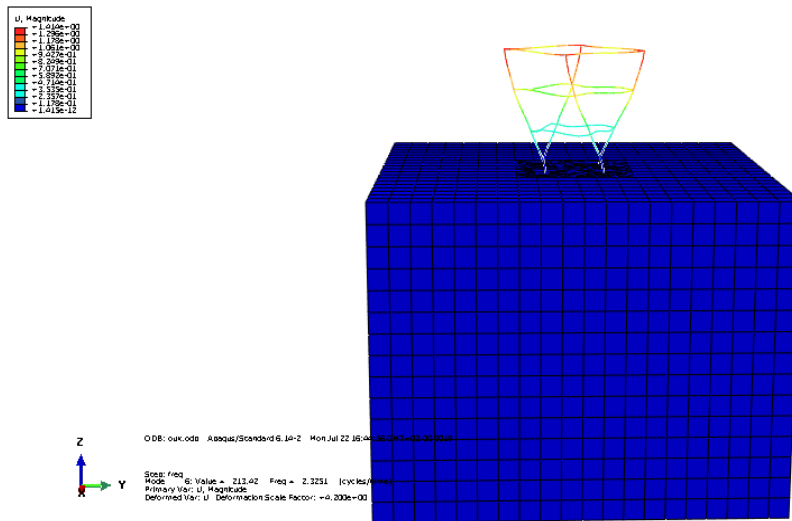


Figure III-4 Torsion de la structure par vibration libre

- Calcul de α et β par la méthode de Rayleigh

Ce dernier donne l'équation de l'amortissement modal ξ_i :

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (\text{III.1})$$

TABLEAU III.1.LES FACTEURS D'AMORTISSEMENT UTILISES PAR ABAQUS

Modèle	$\hat{\alpha}$	$\hat{\beta}$
Portique	0.06251	0.04166
Sol	0.357	0

III.3 Réponse de la structure à une charge sismique :

La réponse sismique d'un système sol-structure pendant le séisme est affecté par de nombreux facteurs, notamment:

Le type de sol et les paramètres (module de cisaillement, masse volumique et amortissement du matériau), la hauteur de la structure et les propriétés de ses matériaux, en plus du contenu fréquentiel du séisme et de l'interaction sol - structure.

a) Analyse modal

L'analyse modale est une méthode utilisée pour étudier le comportement d'une structure soumise à l'action sismique. Elle permet de déterminer le comportement d'un bâtiment lorsque ce dernier va se trouver en fréquences de résonances cette analyse est constituée par les étapes suivantes :

- La recherche des modes propres de vibration de la structure.
- La sélection des modes utiles pour la suite de l'analyse.
- La combinaison des réponses modales [11].

b) Analyse Dynamique

Le signal sismique utilisé est un signal assez connus datant des enregistrements du séisme de KYONA le 11 décembre 1967 à Koynana gar qui s'est produit près de Koynanagar a Maharashtra, en inde de magnitude 6.6 sur l'échelle de Richter.

On a entré aux deux amplitudes ;

- VAMP : accélération selon l'axe X
- HAMP : accélération selon l'axe Y

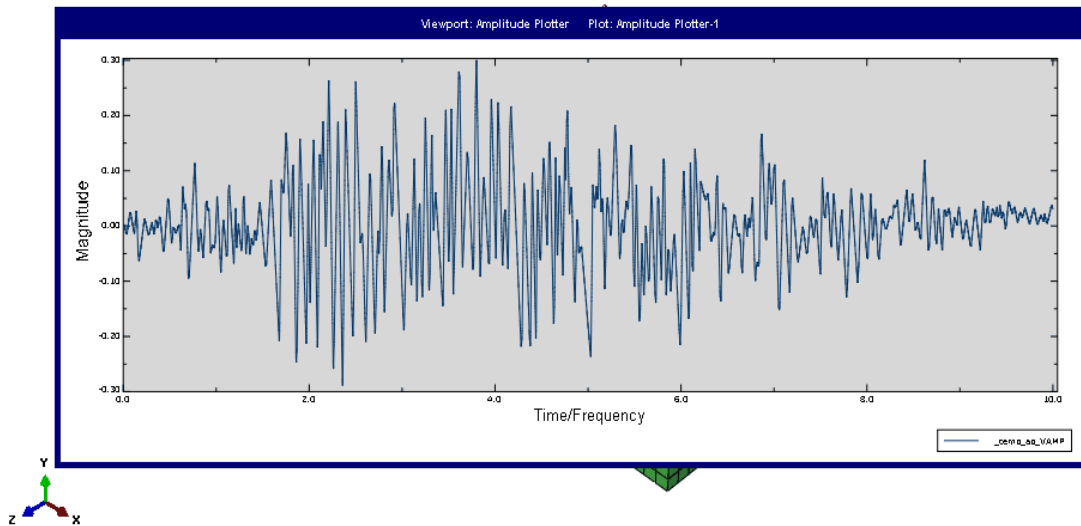


Figure III-4 Accélération de séisme de KYONA Appliquée selon l'axe X

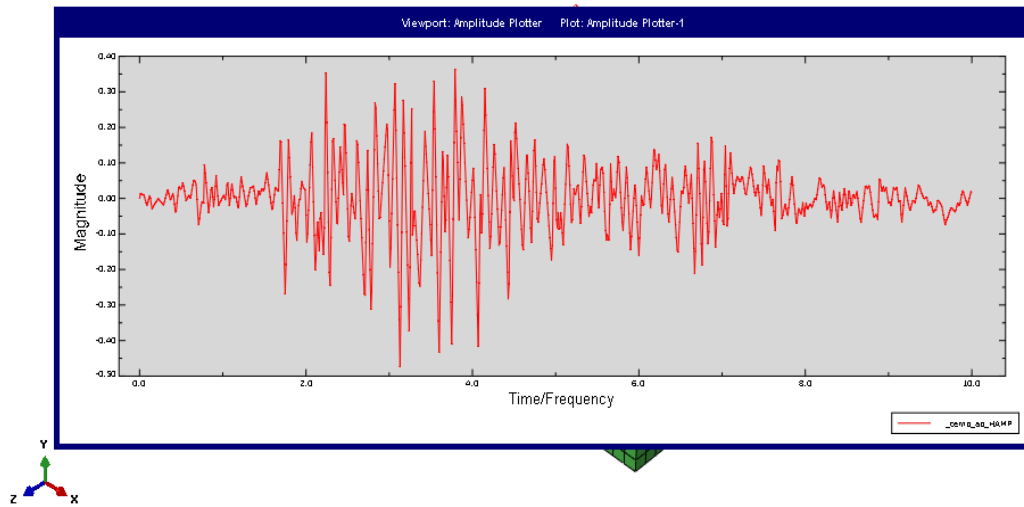


Figure III-4 Accélération de séisme de KYONA Appliquée selon l'axe Y

d) Résultats et discussion

Après avoir appliqué les conditions aux limites à la structure et au sol support, les figures suivantes montrent la déformation de la structure sous l'effet de l'action sismique.

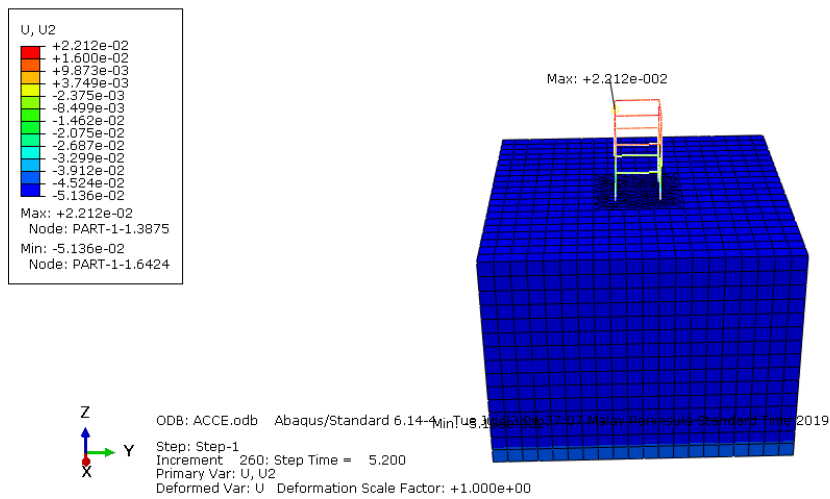


Figure III-1 : déplacement de la structure selon le plan YY

CHAPITRE III : Modélisation d'une structure en 3D par ABAQUS

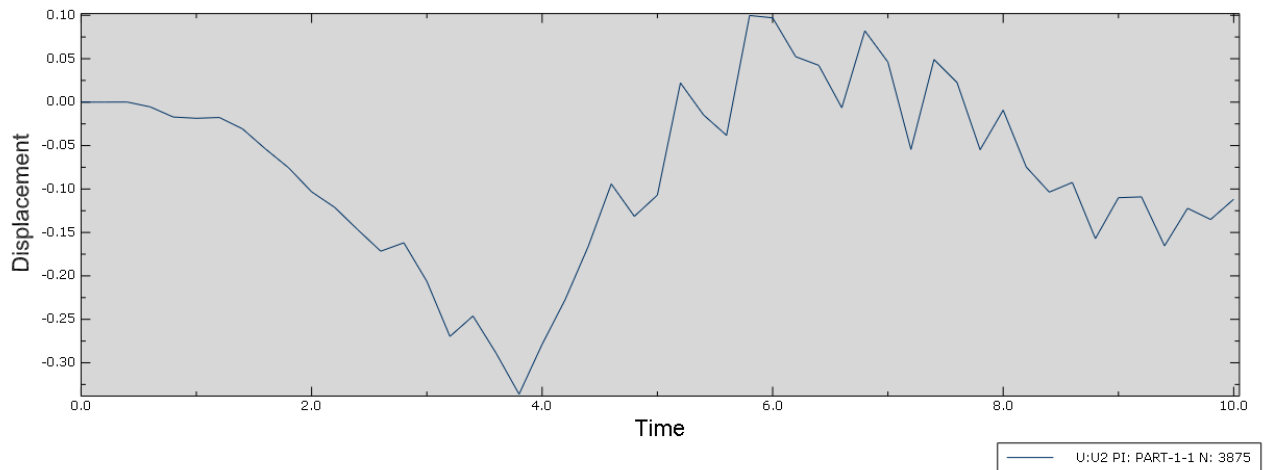


Figure III-2 : déplacement Maximal de la structure selon le plan YY

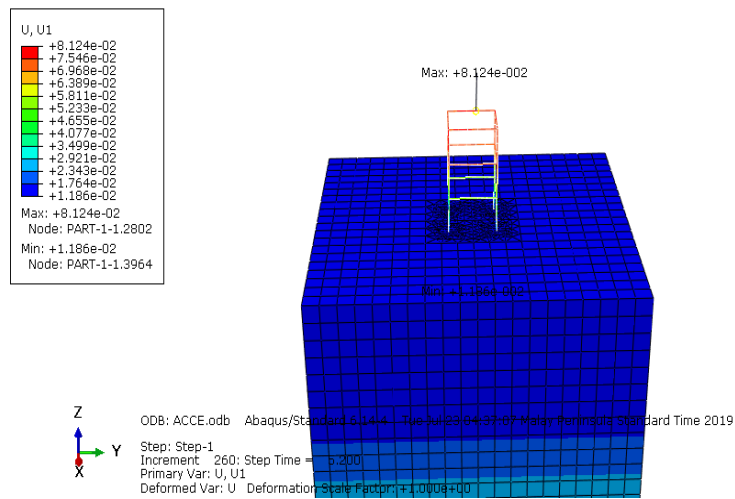


Figure III-3 : déplacement de la structure selon le plan XX

CHAPITRE III : Modélisation d'une structure en 3D par ABAQUS

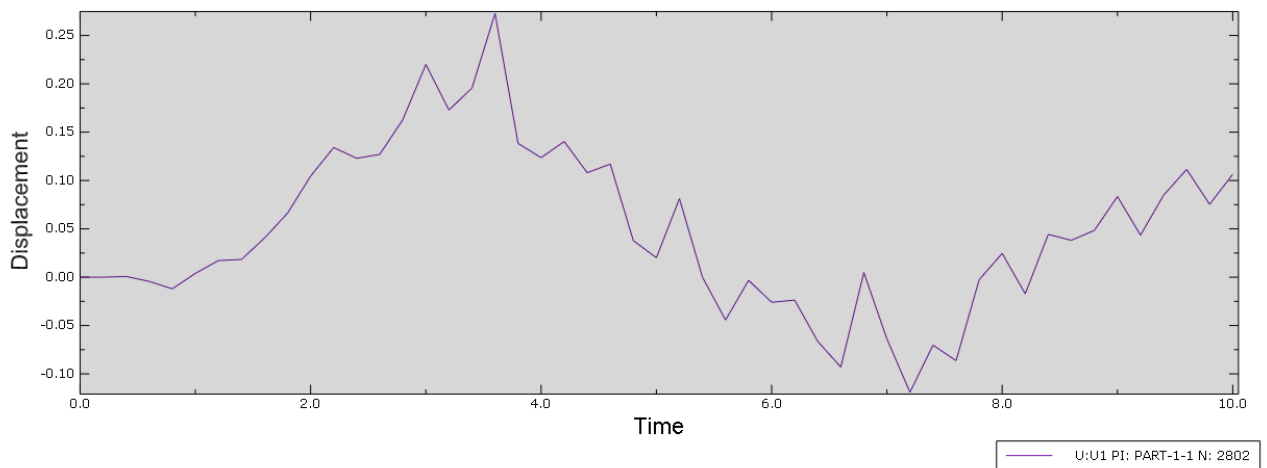


Figure III-4 : déplacement Maximal de la structure selon le plan XX nœud N 2802 (structure)

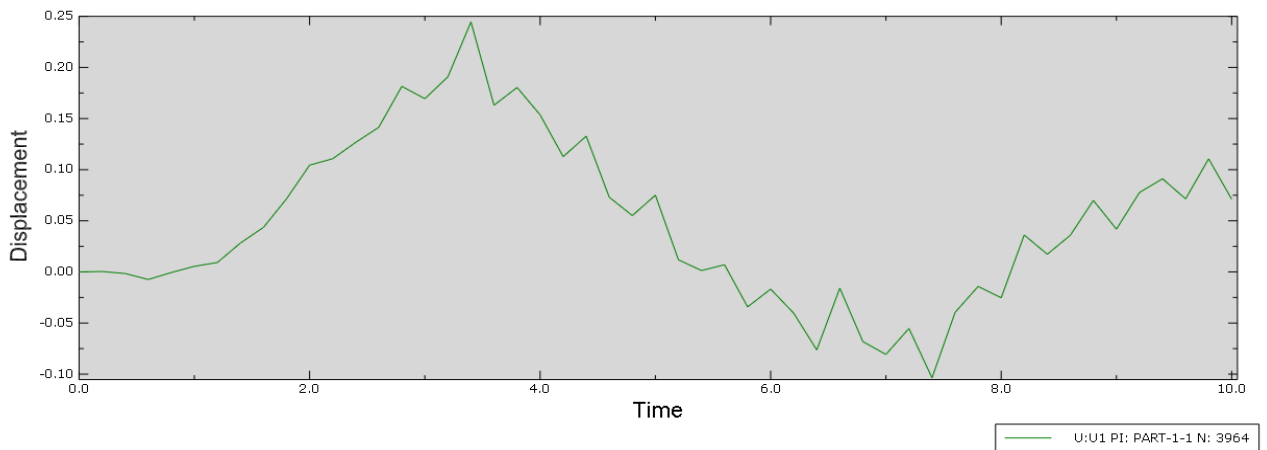


Figure III-5 : déplacement Maximal de la structure selon l'axe XX nœud N 3964 (sol)

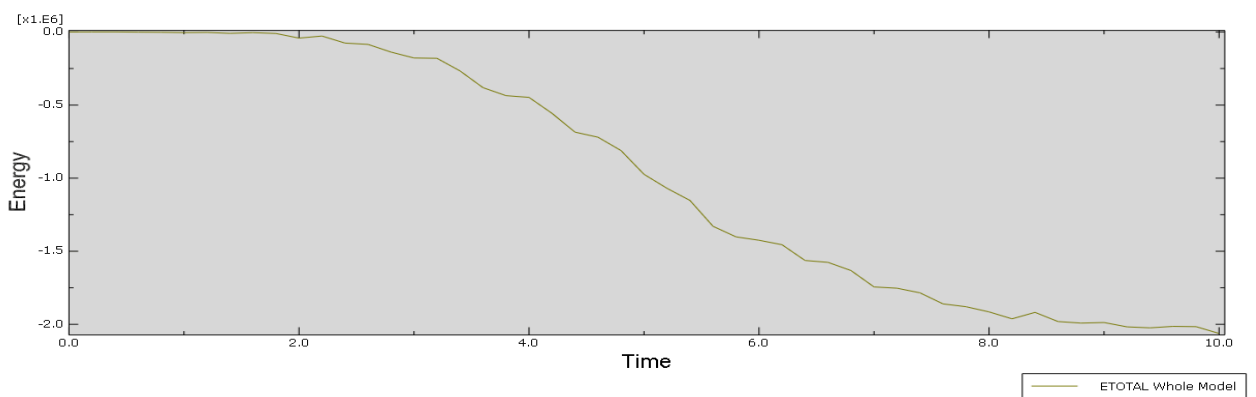


Figure III-6 Energie total émise par le model durant le séisme ETOTAL

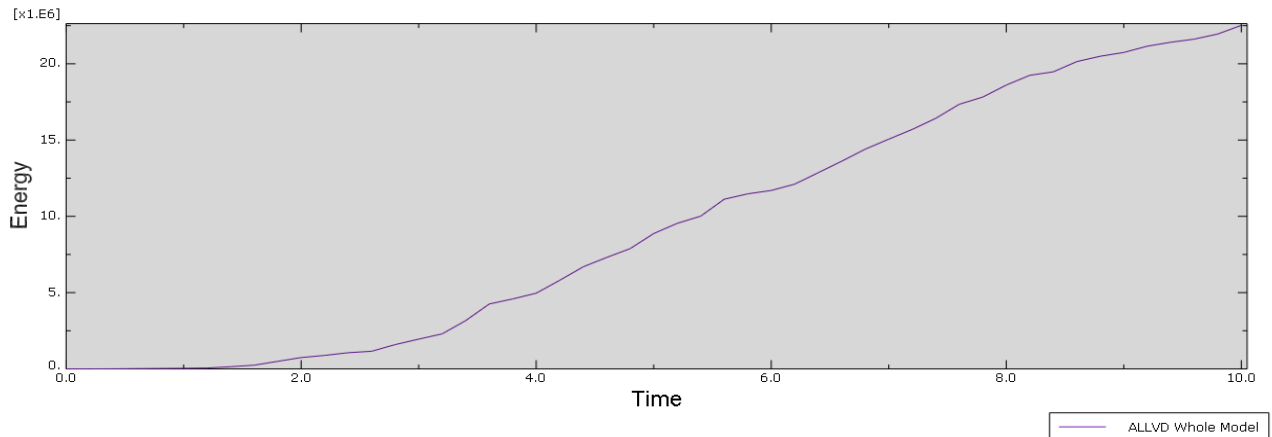


Figure III-11 dissipation visqueuse de Energie par le model durant le séisme ALLVD

D'après les résultats ci-dessus on remarque que :

- Le déplacement de la structure selon le plan YY augmente jusqu'à une valeur maximale de 25cm entre 3.8et 5.8 s ;
- Entre 5.8 et 10s : on observe une diminution de déplacement à une valeur très faible ;
- Selon le plan XX le déplacement augmente jusqu'à une valeur maximale de 8cm dans le nœud 2802 situé dans une poutre dans l'étage 2 de la structure ;
- Par contre après l'amortissement lorsqu'on a donné des valeurs d'amortissement le déplacement maximal touche le sol dans le nœud N3964.
- On remarque une augmentation de l'énergie dissipé par le système durant le séisme avec le temps, ce qui indique une visqueux-élasticité ;cette dernière joue le rôle d'amortir de la réponse en déplacement c'est pour ça en voie après une diminution du déplacement à certain temps .

III.4 Conclusion

Contrairement à l'hypothèse de base des ingénieurs en Génie civil qui appliquent le signal sismique a la base de la structure, une hypothèse qui fige le sol et le considère non concerner par le signale sismique, durant notre analyse on a prouvé clairement que le sol peut avoir un important déplacement qui le transmet à son tour à la structure.

L'énergie dissipée par le model durant le séisme varie contrairement à la dissipation d'énergie visqueuse durant toute la durée du signal.

CHAPITRE IV. ETUDE PARAMETRIQUE D'UN MODELE EN 2D

CHAPITRE IV : Etude paramétrique d'un modèle en 2D

IV.1 Introduction

Après avoir exposé les différentes définitions de l'interaction sol-structure ainsi les méthodes qui peuvent être utilisées pour représenter ce phénomène ; ça serait très intéressant d'exposer qu'est ce que le comportement non-linéaire ? et comment peut-on le modéliser ?

Une structure est non-linéaire si le chargement entraîne des changements sensibles de sa rigidité. Un changement de rigidité est typiquement causé par

- Des déformations au-delà de la limite élastique (plasticité) ce qui est connu sous le nom de non-linéarité Matérielle ;
- De grands déplacements (ex : une canne à pêche chargée) ce qu'on appelle la non-linéarité Géométrique ;
- Un contact entre deux corps appelé également la non-linéarité de statut. [12]

IV.2 Présentation du modèle:

Pour cette analyse nous allons démontrer la mise en place d'une analyse sismique. Par la réalisation d'un modèle numérique en 2D par logiciel de calcul par élément finis ABAQUS ;

La structure étudiée est un portique en béton à «R+1 » avec une fondation encastree sur le segment de sol environnant. Le sol est très meuble type élastique ;

On va réaliser une modélisation numérique sur le système sol-structure par considération de l'interaction sol-structure, avec de faire des comparaisons des résultats obtenus en comportement linéaire et non linéaire.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux sont représentées dans les tableaux ci-dessous :

CHAPITRE IV : Etude paramétrique d'un modèle en 2D

TABLEAU IV.1 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU MODELE

Géométrie		
Sol	section (m ²)	20*10
Poutre de travée de coté	longueur (m)	4
Poutre de travée intermédiaire	longueur (m)	2.3
Poteau	longueur (m)	3.2
Fondation	section (m ²)	1.5*0.3

TABLEAU IV.2 : CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

Matériaux		
Sol très meuble	Densité (γ) (N/m ³)	1800
	Module élastique (E) (Pa)	2^e7
	Coefficient de Poisson (ν)	0.4
Béton	Densité (γ) (N/m ³)	2450
	Module élastique (E) (Pa)	3.2^e 10
	Coefficient de Poisson (ν)	0.2

IV.2.1 Elément de maillage :

Pour la structure :

Le nombre total des nœuds est 956

Le nombre total des éléments est 822

Avec : 360 élément linéaire quadrilatéral de type CPS4R ;

462 élément linéaire en ligne de type B21.

CHAPITRE IV : Etude paramétrique d'un modèle en 2D

Pour le sol :

Le nombre total des nœuds est 5170

Le nombre total des éléments est 4968

Avec des éléments linéaires quadrilatéral de type CPS4R.

Comme nous l'avons mentionné on doit tout d'abord déterminer les coefficients d'amortissement de Rayleigh par une analyse fréquentielle de sol et de la structure ;

On a déterminé 10 modes propre pour la structure et 10 autres pour le sol ;

On sait que : $f = \frac{\omega_0}{2\pi} = 1/T$

On trouve $\omega_0^2 = 573,54$ donc $\omega_0 = 23,949$ (rad/s)

Donc la période de la structure est $T=0.26$ (s)

Dans RPA la vérification est de la façon suivante $2\pi/\omega_0 = N/10$

Avec N:le nombre d'étage

$N/10=2$, Donc notre structure est dans les norme

Les valeurs de α et β sont classés dans le Tableau suivant :

TABLEAU .IV : LES FACTEURS DE RAYLEIGH UTILISES PAR ABAQUS

Modèle	α	β
Sol	0.0927	0.0234
Portique	0.30	0.0047

Sous l'effet d'une charge gravitaire selon l'axe Y, $g = -9.81$ m/s² on a déterminé la fréquence de résonance par le graphe suivant :

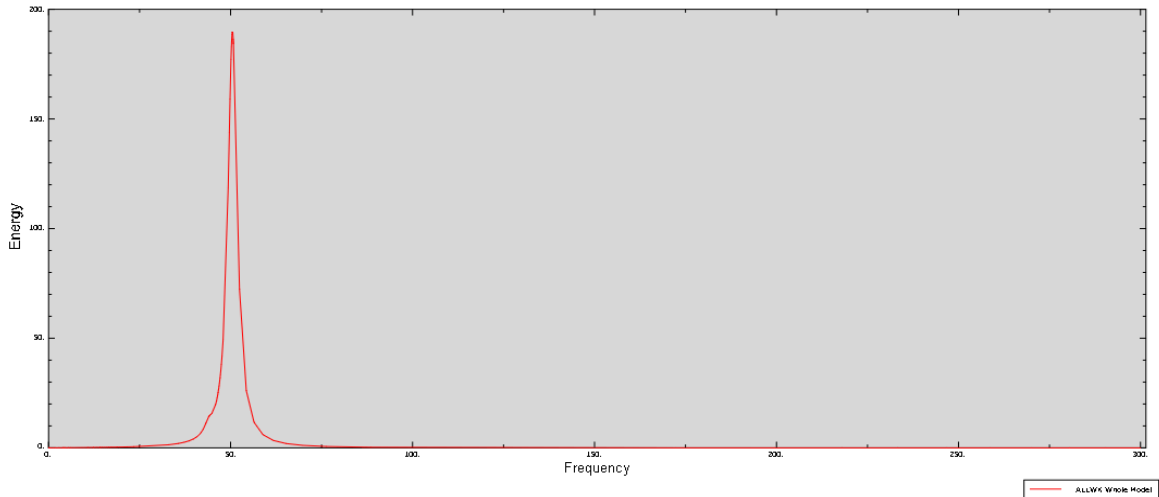


Figure IV-1 énergie émise par la structure en vibration libre

- Donc à partir de ce graphe on peut donner la valeur de la fréquence de résonance qui est de 50 cycle/time qui signifie (314 hertz) à une énergie de 198 J.

IV.3 Analyse sismique :

Le signal sismique utilisé est donné par des enregistrements de séisme de Boumerdesse en Nord-Ouest de l'Algérie qui avait secoué le 21 mai 2003 ; de magnitude 6.7 sur l'échelle de Richter.

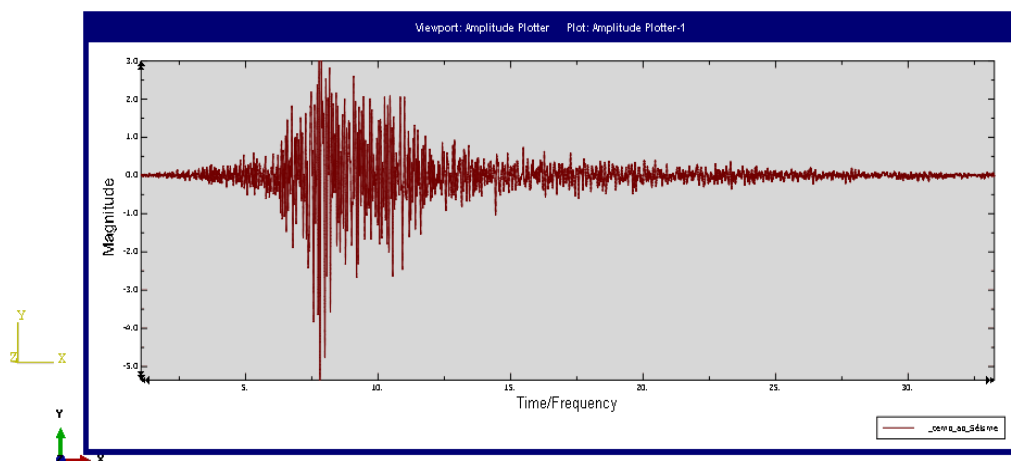


Figure IV-2 Le signal sismique de séisme de Boumerdesse extraie par ABAQUS CAE

Dans cette analyse dynamique on a prise en compte de l'interaction sol-structure

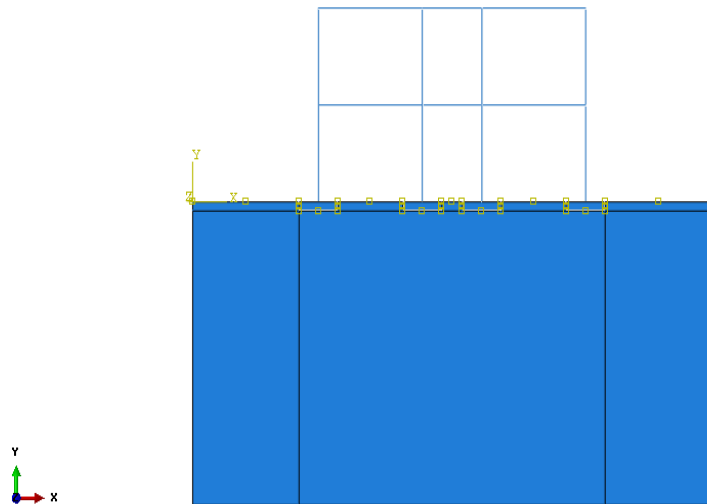


Figure IV-3 modèle en 2D par interaction sol-structure (ABAQUS CAE 6.14)

Pour but de déterminer l'effet de l'amortissement dans la réponse dynamique de système sol structure ; j'ai fait la modélisation sans et avec amortissement.

IV.3.1 Analyse sismique pour système non amorti :

Evaluation de déplacement dans différents nœuds selon l'axe X

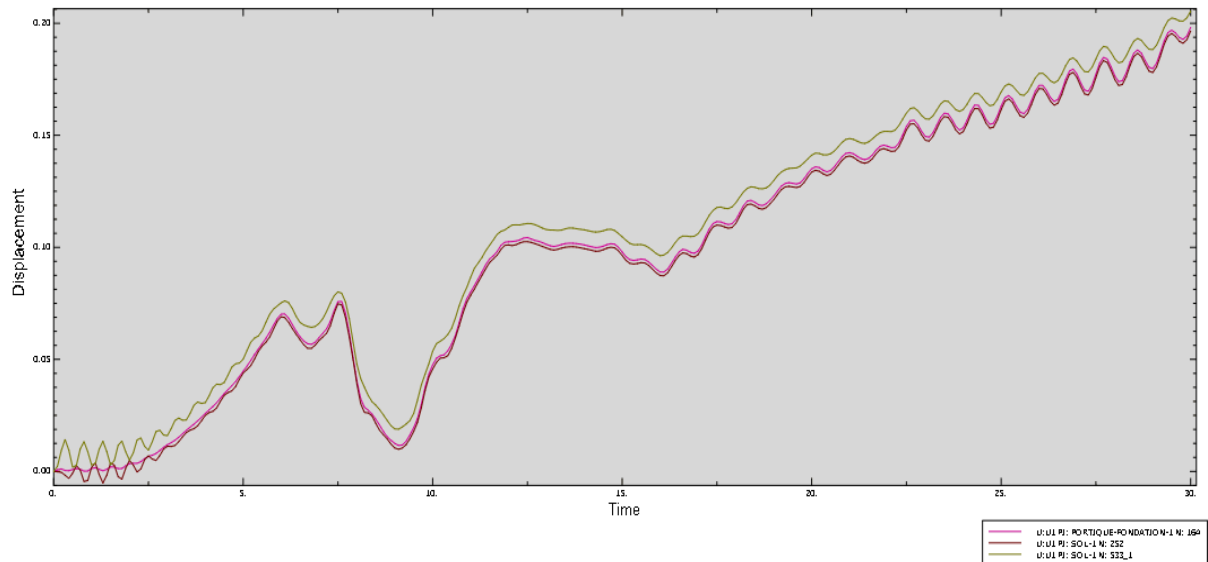


Figure IV-4 déplacement de différents nœuds du système selon l'axe X

On observe une variation du déplacement selon l'axe X pour 3 ponts choisis avec des valeurs maximales dans le temps 30s sont :

- Pour le sol dans le nœud N= 533 ; le déplacement a atteint la valeur de $U_{max} = 0.21$ (m) ;
- Pour le nœud N=252 dans le contact entre sol et fondation ; le déplacement a atteint la valeur de $U_{max} = 0.19$ (m) ;
- Pour le nœud N=164 entre portique-fondation ; le déplacement a atteint la valeur de $U_{max} = 0.19$ (m)

L'accélération du sol et de la structure durant le séisme est représentée dans le graphe suivant :

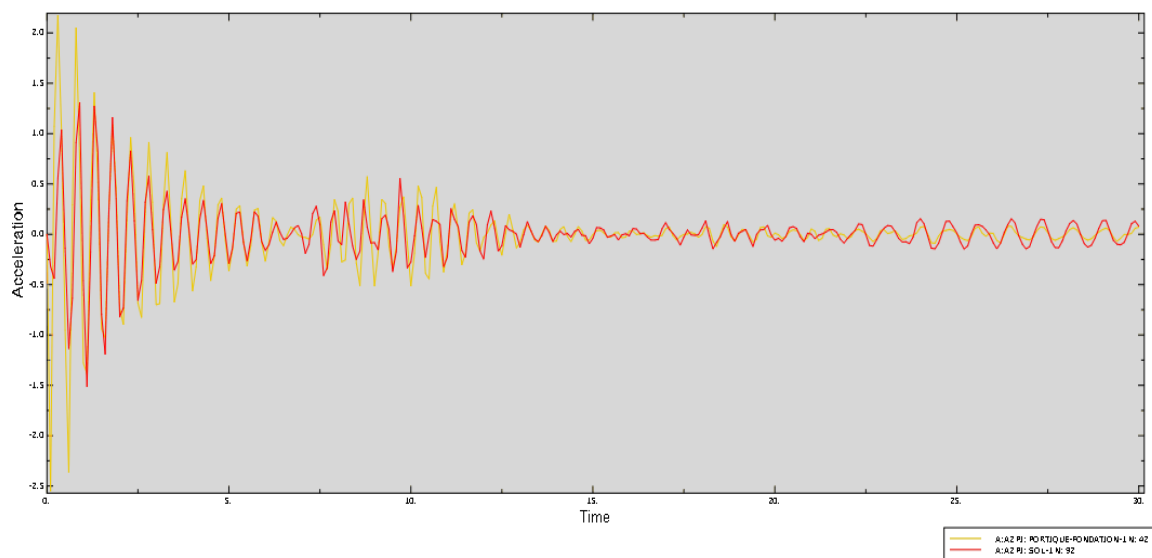


Figure IV-5 accélération maximale du sol et structure selon l'axe Y

On observe une relation de corrélation directe entre l'accélération de la structure et l'accélération du sol support selon l'axe Y avec :

- Une accélération maximale du sol de 1.27 (m/s²).
- Une accélération maximale de la structure de 2.25 (m/s²).

IV.3.2 Analyse sismique pour un système amorti :

Dans cette partie on a fait l'évaluation de l'accélération pour le sol (**Figure VI-6**) et pour la structure (**Figure IV-7**) en considération de l'amortissement.

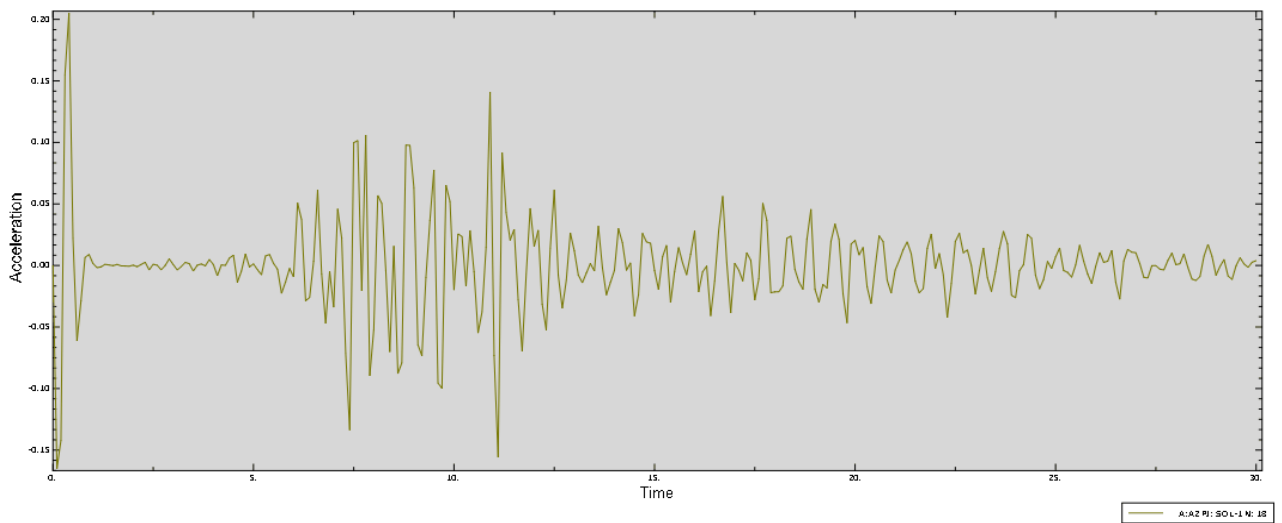


Figure IV-8 L'accélération du sol amorti selon l'axe Y

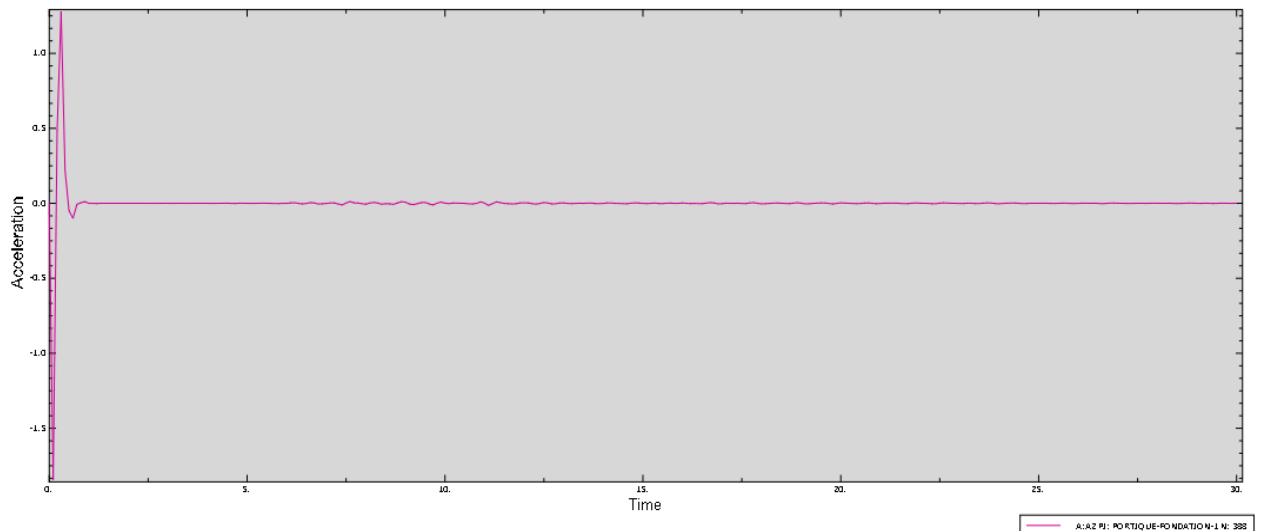


Figure IV-9 L'accélération de la structure amortie selon l'axe Y

Après l'insertion des valeurs de Rayleigh on observe une diminution dans les valeurs maximales de l'accélération du sol et de la structure selon l'axe Y avec le temps ;

- Avec une accélération max de sol de $0.21 \text{ (m/s}^2\text{)}$.
- Avec une accélération max de structure de $1.4 \text{ (m/s}^2\text{)}$.

Donc on remarque que l'accélération maximale du sol et de la structure avec amortissement est faible par rapport aux accélérations sans amortissement ; on peut justifier que l'amortissement influence sur les accélérations des systèmes sol-structure ;

Donc l'amortissement joue un rôle en réduisant la réponse dynamique de sol-structure.

IV.4 Analyse sismique non linéaire géométrique

On a appliqué un changement dans le type des éléments constitutifs de notre modèle c'est-à-dire en passe de linéarité à non linéarité géométrique.

- **Elément de maillage**

On obtient alors des éléments de type CPS8R à 8 nœuds biquadratiques avec standard contraint quadratique à intégration réduite.

Le nombre total des nœuds pour le sol est : 15307 nœuds.

Le nombre total des nœuds pour la structure est : 1808 nœuds.

Pour faire la comparaison entre la réponse dynamique en linéarité et non linéarité (géométrique) ; on a évalué le déplacement max du sol selon l'axe X

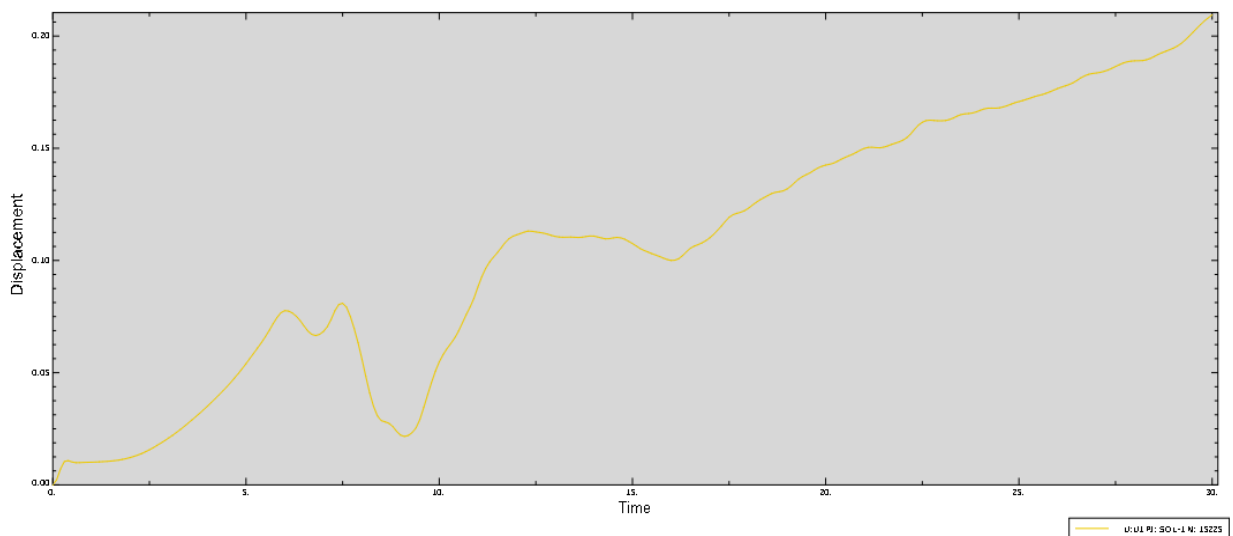


Figure IV-10 déplacement du sol selon l'axe X

- On remarque que le déplacement max du sol selon l'axe X en linéarité été au nœud N=533 par contre en non linéarité le déplacement max est dans le nœud N=15225 ; mais les valeurs de U_{max} sont presque égales (0.21 et 0.22 m).

IV.5 Analyse sismique non linéaire matériel

IV.5.1 Model de Mohr-Coulomb sous ABAQUS

Le critère de Mohr-Coulomb considère que la rupture se produit lorsque le cisaillement d'un point quelconque du matériau aboutit à une valeur critique qui dépend linéairement de la contrainte normale sur le même plan. Le modèle Mohr-Coulomb peut s'exprimer en représentant le cercle de Mohr à partir des contraintes principales maximum et minimum. La ligne de rupture est la ligne droite tangente aux cercles de Mohr **Figure IV.11**.

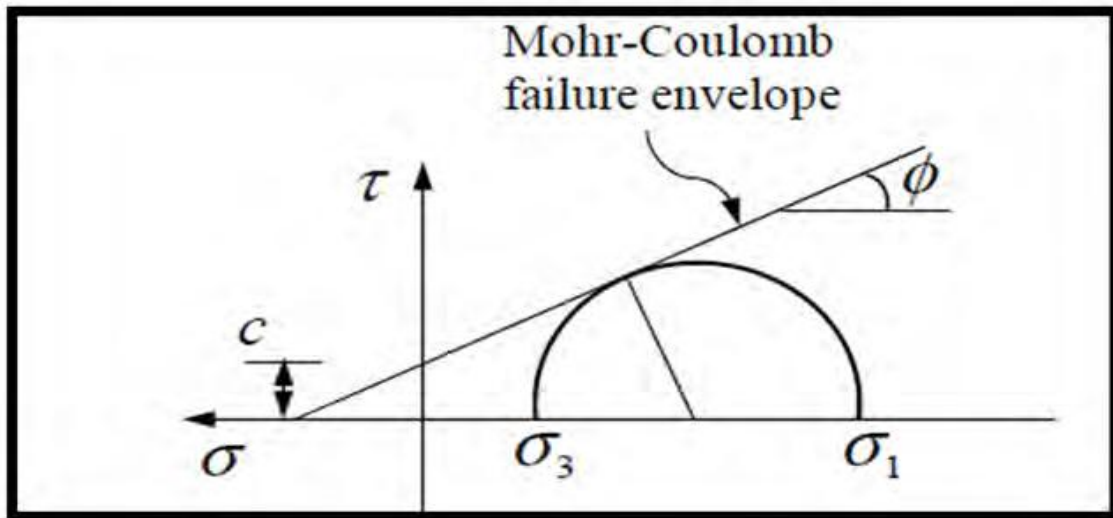


Figure IV.11. Critère de Mohr-Coulomb (Yungang Zhan et al, 2012).

Contrairement à la convention adoptée habituellement en mécanique de sol, est considérée comme négative pour la compression dans ABAQUS. Donc le critère de Mohr s'écrit dans ce cas :

$$\tau' = c - \sigma' \tan \phi = c - (\sigma - u) \tan \phi \quad (\text{II.2})$$

Dans le modèle de Mohr-Coulomb proposé par ABAQUS, la partie du comportement élastique du matériau est décrite par une loi de comportement linéaire élastique isotrope. Le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν doivent être introduits dans le code.

Pour décrire le domaine plastique du comportement, nous devons définir la surface d'érouissage du matériau en introduisant l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance.

La prise en compte du durcissement et du radoucissement du matériau (**figure IV.12**) est réalisée en donnant un exemple de la relation cohésion –déformation plastique où la contrainte d'écroutissage est définie en fonction de la déformation plastique.

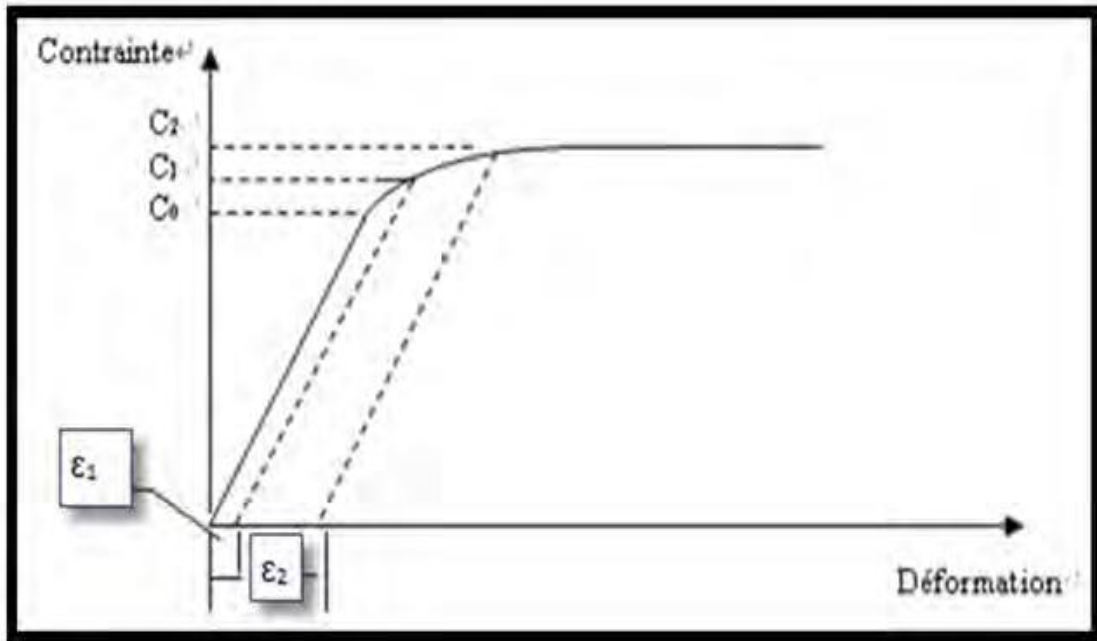


Figure IV.12. Schéma de durcissement isotrope d'un matériau (document Abaqus)

En résumé, les paramètres introduits pour le modèle Mohr-Coulomb sont les suivants

- Le module d'Young E et le coefficient de poisson ν (pour décrire le comportement élastique).
- L'angle de frottement ϕ et l'angle de dilatance ψ .
- Un tableau donnant la relation entre les déformations plastiques (ϵ_p) et les contraintes correspondantes cohésion c (pour décrire l'écroutissage du matériau) [13]

a. **Les paramètres de modèle de plasticité utilisés**

L'angle de frottement $\phi = 35.53^\circ$

L'angle de dilatance $\psi = 5.53^\circ$

La cohésion $c = 55$

b. Résultats et discussions

Les graphes suivants représentent la réponse du système sol-structure en non linéarité matériel

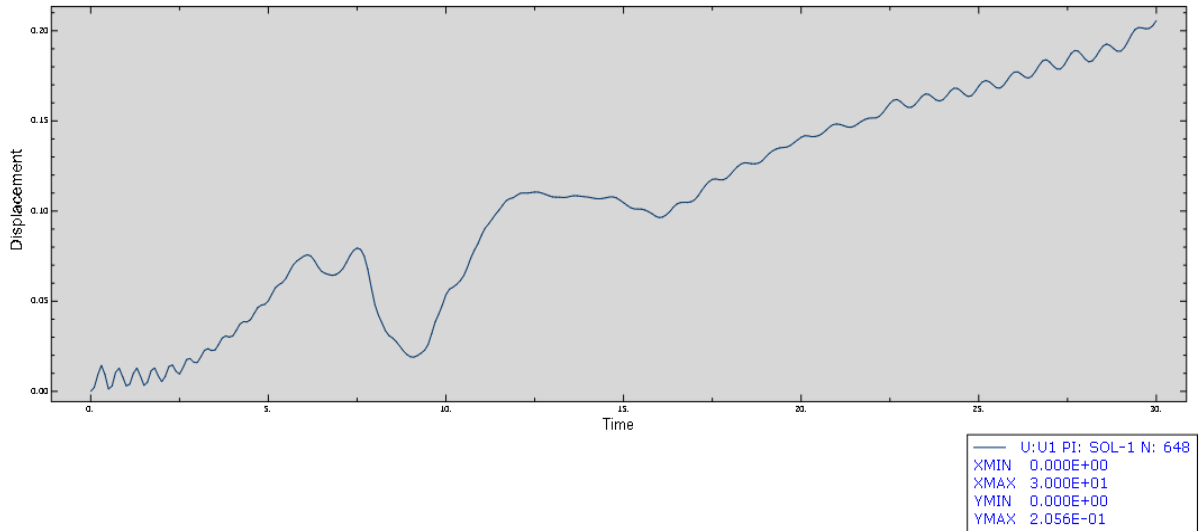


Figure IV.13 déplacement de sol selon l'axe X

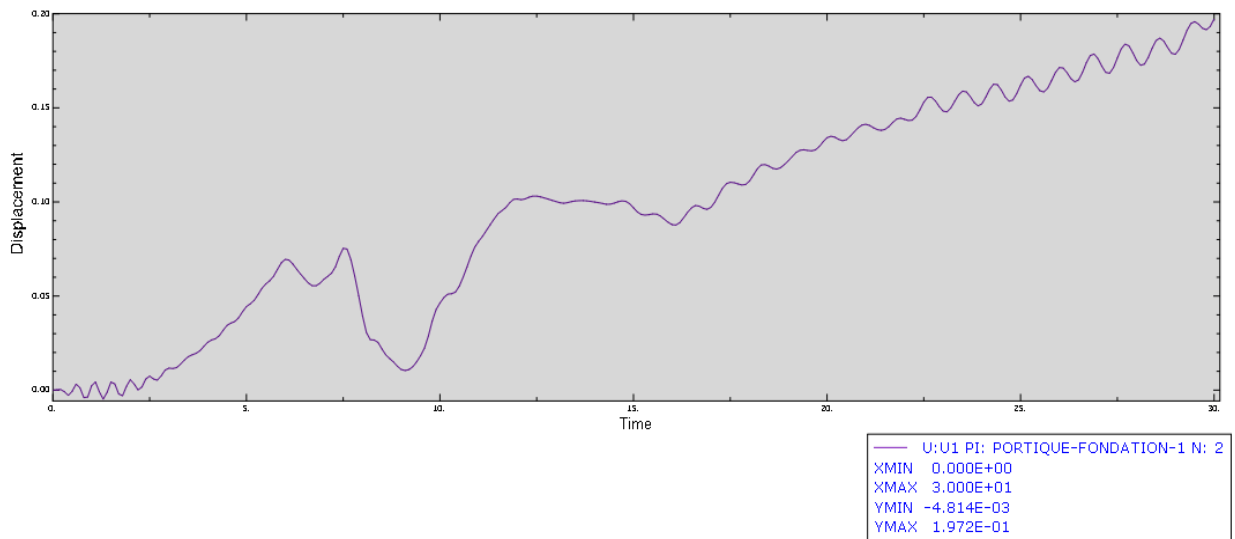


Figure IV.14 déplacement de la structure selon l'axe X en (Nœud 2)

CHAPITRE IV : Etude paramétrique d'un modèle en 2D

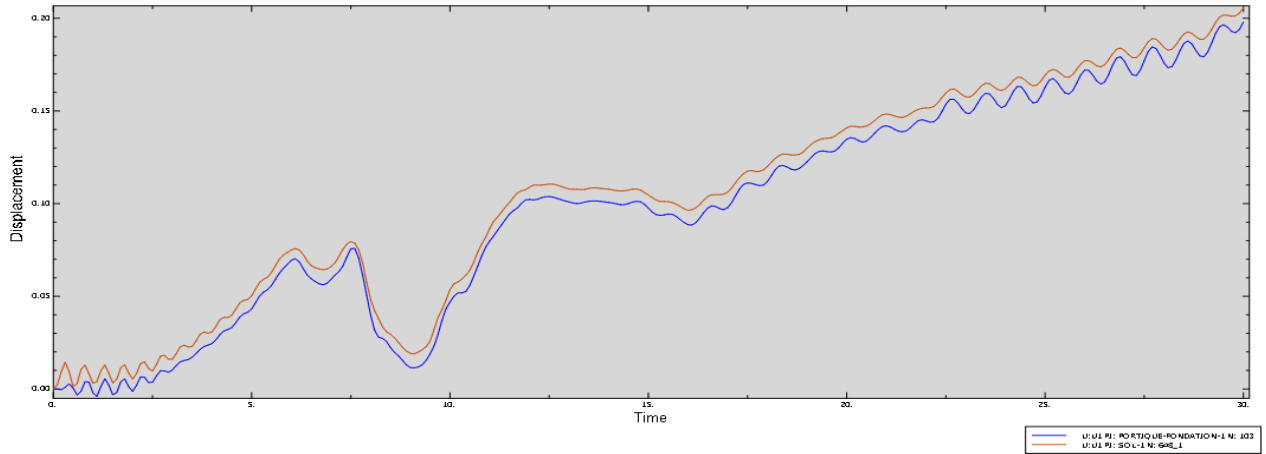


Figure IV.15 déplacement de sol et structure selon l'axe X en différents nœuds

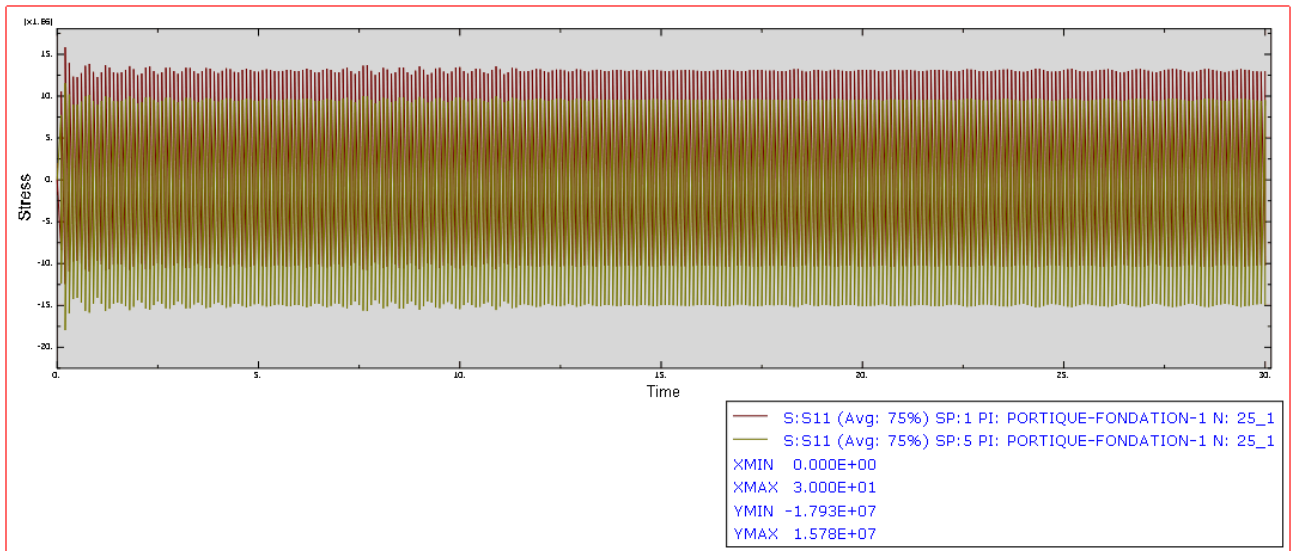


Figure IV.16 les contraintes max sur l'axe X en nœud 25

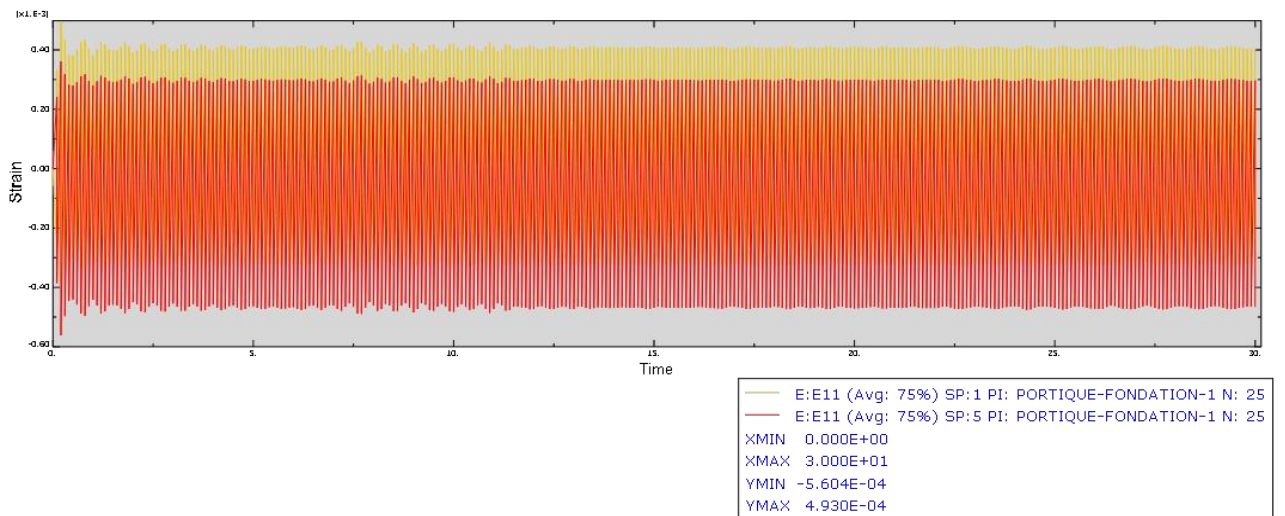


Figure IV.16 déformation max selon l'axe X en nœud 25

On obtient dans l'axe X :

Un déplacement max de sol d'une valeur de $U_{max} = 0.22(m)$ au nœud 648 ;

Un déplacement max de la structure d'une valeur de $U_{max} = 0.197(m)$ au nœud 2 et 103 ;

Une contrainte max touche la structure de $\sigma = 15.5 KN/m^2$ implique une déformation de $\varepsilon = 0.40 \cdot 10^{-3}$.

IV.2 Conclusion :

A partir de ces analyses on conclut ce chapitre par résultats assurés suivants :

La fréquence de résonance est obtenue par l'analyse de fréquence

Le séisme appliqué résulte un grand déplacement dans le système sol –structure

La réponse dynamique des structures est influencée par le comportement du sol support (linéaire ou non linéaire) , et par l'amortissement.

Conclusion et recommandation

Ce mémoire présente un outil permettant de prendre en compte l'interaction sol-structure et plus particulièrement le comportement linéaire et non-linéaire du sol de l'interface entre le sol et la structure sous l'effet de l'action sismique.

Pour offrir une meilleure résistance au séisme, les ouvrages doivent de préférence avoir d'une part des formes simples d'autre part une distribution aussi régulière que possible. Autrement, le séisme peut affecter la structure de manière non uniforme et donc perturber des zones plus que d'autres.

La synthèse bibliographique est effectuée sur la modélisation de l'interaction sol-structure ; en cette direction nous avons modélisé un modèle sol-structure en 3D et un deuxième modèle en 2D par ABAQUS effectués par des analyses modales et des analyses sismiques en linéarité et non linéarité.

A partir de la modélisation de ces modèles, les observations suivantes ont été faites ;

- Le séisme est une force venue de sol et non du ciel.
- Les mouvements de champ libre sont influencés par les effets de l'ISS.
- durant notre analyse on a prouvé clairement que le sol peut avoir un important déplacement qui le transmet à son tour à la structure.
- L'énergie dissipée par les modes durant le séisme varie contrairement à la dissipation d'énergie visqueuse durant toute la durée du signal.
- la valeur de la fréquence de résonance qui est de 314 (hertz) à une énergie de 198 J
- L'accélération maximale du sol et de la structure avec amortissement est faible par rapport aux accélérations sans amortissement ; on peut justifier que l'amortissement influence sur les accélérations des systèmes sol-structure
- La réponse dynamique des structures est influencée par le comportement du sol support (linéaire ou non linéaire)

CONCLUSION GENERALE

Aujourd'hui les efforts se poursuivent en améliorant de façon permanente afin d'évaluer l'aléa sismique. Qui doivent non seulement servir à améliorer nos connaissances scientifiques mais aussi à servir à une meilleure prévention et la réduction du risque sismique sur les ouvrages géotechniques.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **BOUDIA Amel et KHATIRI Nasreddine**; Etude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé ; Mémoire d'obtention du diplôme de **MASTER** en Génie civil ; Département de génie civil ; université de TLEMCEN ; 2016.
- [2] **Amine Bou Mehdi** ; Interaction dynamique sol-structure ; mémoire Présenté en vue d'obtenir Le diplôme d'**INGENIEUR CNAM** ; spécialité : construction et aménagement ; CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS ; ISAE - CENTRE ASSOCIE DU LIBAN ; 2015.
- [3] **Faouzi MERIBOUT** ; analyse de la transmission au sol des vibrations à partir d'une structure vibrante ; **THESE** Présentée pour l'obtention du diplôme de DOCTORAT D'ETAT en génie civil; département de génie civil ; université MENTOURI CONSTANTINE.
- [4] **M. ZOUHEIR BENDRISS** ; Modélisation des essais aux laboratoire ; mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de **MASTER** ; département de science de la terre ;université de KHEMIS MILIANA ;2018.
- [5] **NOUIS Nadji** ; Étude et modélisation numérique de l'interaction sol pieu sous chargement latéral cyclique ; mémoire de **MAGISTER** ; département de génie civil ; université de FRERES MENTOURI CONSTANTINE ; 2015.
- [6] **BORGESSION,L.** “ ABAQUS in developments in geotechnical engineering ;Elsevier ;1996 ; p(565-570)Teaching Mechanics of Materials”
- [7] **Zhu, Xiangrong, and jincang Wang**; “Introduction to partly soil models in ABAQUS Softare and their application to the geotechnical engeneering”;Rock and soil Mechanics 25.2 (2004) ; P(144-148).
- [8] **AGGAOUA Amirouche & LANSEUR Hamza** ; Étude de la réponse sismique de la structure par analyse modale spectrale et analyse dynamique par accélérogrammes générés à partir de spectre de réponse élastique du RPA99/2003 ; mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de **MASTER** ; département de génie civil ; université ABDERRAHMANE MIRA DE BÉJAÏA 2012

[9] **Davidovici** , Victor, et al. Pratique du calcul sismique ; Guide d'application de l'Eurocode 8 , Editions Eyrolles,2013.

[10] **Ali Mikael** ; Evaluation des paramètres physiques des bâtiments: amortissement , fréquence et modes de comportement des structures de génie civil: approche expérimentale ;**Thèse** Pour obtenir le grade de docteur de l'université de GRENOBLE ;Spécialité : Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement ;2011.

[11] **BOUDIA Amel et KHATIRI Nasreddine**; Etude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé ; Mémoire d'obtention du diplôme de **MASTER** en Génie civil ; Département de génie civil ; université de TLEMCEN ; 2016.

[12] **MILOUDI Mohammed et RAMDANI Fatima Zahra** ; **Etude dynamique non linéaire de l'interaction sol-structure** ; Mémoire d'obtention du diplôme de **MASTER** en Génie civil ; Département de génie civil ; université de TLEMCEN ; 2014.

[13] **NOUIS Nadji** ; Étude et modélisation numérique de l'interaction sol pieu sous chargement latéral cyclique ; mémoire de **MAGISTER** ; département de génie civil ; université de FRERES MENTOURI CONSTANTINE ; 2015.