

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE A.MIRA DE BEJAIA
FACULTE DES SCIENCES ETDES SCIENCES DE L'INGENIEUR**

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
Laboratoire de recherche en hydraulique appliquée et environnement

MEMOIRE

Présenté par

Mr AISSANOU AISSA
Ingénieur d'état en Génie Civil

En vue de l'obtention du diplôme de
MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option : MATERIAUX ET STRUCTURES

THEME

**COMPORTEMENT D'UN BARRAGE EN TERRE EN TENANT
COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE**

Jury de soutenance :

- M. N. CHELOUAH	M.C.	Président	U.A.M. de Béjaia
- M. M. KADRI	M.C.	Rapporteur	U.A.M. de Béjaia
- M. MEHADDANE	M.C.	Examineur	U.M.M de Tizi ouzou
- M. A/K. TAHAKOURT	M.C.	Examineur	U.A.M. de Béjaia
-M. A. SEGHIR	M.A.	Invité	U.A.M. de Béjaia

Remerciements

Au terme de ce travail je tiens à remercier Mr M.KADRI, pour avoir proposé et encadré ce travail, pour ses conseils et sa disponibilité.

Je tiens à remercier :

- Monsieur N. CHELOUAH, Maître de conférence à l'Université A. Mira de Bejaia, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant la présidence du jury.*
- Monsieur MEHADENE, Maître de conférence à l'Université de Tizi Ouzou, et Monsieur A/K.TAHAKOURT, maître de conférence à l'université de Béjaia pour avoir accepté d'être membres du jury.*

J'exprime mes remerciements à Mr A.SEGHIR maître assistant à l'université de Béjaia. Et a toutes les personnes qui par, leurs aides, leurs conseils, et leurs encouragements, ont contribué à la réalisation de ce mémoire

Merci à tous

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION

CHAPITRE I : Recherche bibliographique

I.1. Généralités:	
a. Barrages homogènes	03
b. Barrages à noyaux étanches	04
c. Barrages zonés	04
I.2. Effets des séismes sur le barrages en terre.....	04
a) Liquéfaction des sols.....	05
I.3. Facteurs modifiant la réponse sismique des barrages en terres	05
a. interaction barrage- fondation :.....	05
b. Interaction barrage réservoir	06
c. Comportement non linéaire du sol	06
d. Hétérogénéité du sol	07
e. Effet de site	08
I.4. Méthodes d'études des barrages en terre :.....	10
4.1. Méthode poutre de cisaillement :.....	10
4.2. Méthode des éléments finis :	11

CHAPITRE II : Interaction

Introduction	14
II.1 Propagation des ondes sismiques.....	13
II.2. Phénomène d'interaction sol structure :.....	16
2.1. Différentes prises en compte de l'I.S.S. :.....	16
a) Modélisation par des ressorts :.....	16
b) Fonctions d'impédance.....	17
2.2. l'interaction sol –structure par la MEF	18
a) Modélisation du système barrage-fluide-fondation	18
II.3. Interaction fluide Barrage :.....	19
3.1. Masses ajoutées de Westergaard	21
3.2. Généralisation de la masse ajoutée de Westergaard	22

CHAPITRE III : Application de la MEF au cas du barrage

III.1.Rappels.....	22
III.2.Méthode des éléments finis.....	25

2.1	Discrétisation du domaine	26
2.2	Expression du principe des travaux virtuels	29
2.3.	Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires)	30
2.4	Assemblages	31
	-Matrice de rigidité globale	31
	-Matrice masse globale.....	32
	-Matrice d'amortissement	32
III.3.	Méthodes de résultats	37
a)	Intégration fréquentielle.....	38
b)	Intégration modale spectrale	38
c)	Intégration pas à pas.....	39
III.4	Principales étapes du programme de résolution	41

CHAPITRE IV : Analyse des vibrations libres

Introduction

IV-1-	Fréquences et modes propres de vibration	50
IV-2-	Propriétés fondamentales des systèmes propres	51
2-1	Valeurs propres	51
2-2	Vecteurs propres	51
IV-3-	Méthodes de calcul des fréquences et de modes propres	51
	Méthode de Muller.....	52
IV-4-	Analyse du barrage	56
4-1	Système Barrage seul	56
4-2	Système Barrage-réservoir	63
4-2	Système barrage -fondation	65
4-3	Système barrage -fondation- réservoir	70

CHAPITRE V : Etude sous séisme

Introduction.....	71
V-1- Nature des vibrations générées à la surface du sol.....	72
V-2- Caractérisations d'un séisme	73
2-1) L'accélérographe	73
2-2) Le spectre de réponse	74
V-3- Excitations dynamiques considérées.....	76
V-4- Analyse de la réponse du barrage	76
4-1-Barrage avec et sans fondation	76

4-2- Contraste d'impédance barrage/fondation.....	88
4-3-Analyse avec différentes rigidités du barrage	95
4-4-Analyse du barrage avec un amortissement variable de la fondation	100
4-5- Analyse dans le cas d'un barrage plein	102
Conclusion.....	104
Bibliographie.....	106
Annexes.....	109

Résumé

COMPORTEMENT D'UN BARREGE EN TERRE EN TENANT COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Ce rapport a pour but l'étude du comportement dynamique d'un barrage en terre en tenant compte de l'interaction barrage fondation. L'étude est faite par la méthode des éléments finis, largement utilisé dans ce domaine. Un model numérique utilisant la méthode globale avec sous structure, a était utilisé pour la modélisation du système barrage fondation. Deux types d'analyse sont considérés ici, un barrage en terre encastré a sa base, et un barrage avec fondation.

Dans le présent travail, Un programme de calcul est développé et permet l'automatisation du calcul par la méthode des éléments finis du problème d'interaction sol structure, une étude paramétrique du problème, et une analyse de la réponse sismique d'un barrage en terre sous différents aspect : barrage seul, barrage avec fondation de différentes dimensions et rigidités, est présentée en prenant en considération le contraste d'impédance barrage fondation.

Enfin, une conclusion générale et des recommandations sont proposées.

Mots clés : Barrage en terre- Interaction sol structure-Méthode des éléments finis- Réponse dynamique.

Abstract

BEHAVIOR OF AN EARTH DAM WHILE HOLDING ACCOUNT OF INTERACTION SOIL STRUCTURES

This report has for object, the study of the dynamic behavior of an earth dam by taking account of the interaction with foundation. The study is made by the finite element method, largely used in this field. A numerical model using the global method with a substructure was used, for modelling the system dam foundation. Two types of analysis are considered here, a dam in embedded earth, and a dam with foundation.

In this work, a parametric study of the problem and an analysis of the response of an earth dam under different aspect, earth dam only, and earth dam with foundation of different dimensions are presented by taking into account the contrast of impedance earth dam foundation.

In the present work, a program of calculation was developed, and permits the automation of the calculation, by the finite elements method of the interaction soil structures, a parametric study of the problem, and an analysis of the seismic response of earth dam under different aspect: dam, dam with different measurements foundation and rigidities, is presented as taking in consideration contrasts of impedance dam foundation.

Finally, a general conclusion and recommendations are proposed.

Key words: Earth dam- Interaction soil structure-Finite element method - dynamic response.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

La modélisation de la réponse dynamique d'un barrage en terre à des sollicitations sismiques est un enjeu important dans l'évaluation de la sécurité de ces ouvrages en zone sismique. La rupture d'un barrage ou d'une digue, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, qu'elles s'expriment en termes de coût ou en termes de vies humaines.

Quelle que soit leurs origines, les séismes sont caractérisés par la libération d'une quantité importante d'énergie ; cette énergie est transportée, du foyer de séisme jusqu'à la surface terrestre, par les ondes sismiques. Le mouvement en surface est alors gouverné non seulement par la source mais aussi par le trajet parcouru par les ondes sismiques à travers les différentes couches de sols (ou de roches) [20,11].

Dans le calcul des structures, on suppose souvent que les ouvrages sont encastres dans le sol, chose qui est loin d'être acceptée dans certains cas. En effet pendant la dernière décennie, il a bien été reconnu que le sol sur lequel une structure est construite peut réagir réciproquement avec la structure sous sollicitations sismiques. Ce genre d'interaction dynamique entre le sol et la structure peut modifier quelquefois considérablement la réponse du système structurel entier par rapport aux valeurs qui auraient pu être développées si la structure avait été construite sur une fondation rigide [9,6,2].

Les études de dimensionnement de grands ouvrages, tels que ponts, barrages, les centrales nucléaires, ou les installations industrielles, n'échappent pas à ce problème. Pour des structures de tailles importantes, les concepteurs sont conduits à considérer, pour le dimensionnement sous sollicitations sismiques en particulier, des aspects jusqu'ici

ignorés par soucis de simplification, la négligence de certains facteurs qui rentrent en jeux d'une manière ou autre dans le comportement globale d'un édifice de grande importance engendre des problèmes au niveau de l'interprétation des résultats. La simulation de l'interaction dynamique dans les calculs, pour évaluer l'aléa sismique des barrages, est alors incontournable [9,6,2].

L'augmentation constante des performances des calculateurs ne cesse d'ouvrir de nouvelles perspectives au calcul scientifique en général, et à la simulation numérique de phénomènes physiques complexes en particulier. Parmi ceux-ci, les problèmes d'évolution couplée de plusieurs systèmes de natures différentes sont désormais à "portée de simulation"[24,26]. Les phénomènes d'interactions sol/structure ou fluide structure en sont un exemple. Mettant en jeu une structure et son sol d'assise et la pression du fluide, le couplage qui peut intervenir modifie considérablement les comportements propres des sous-systèmes. Le couplage joue aussi un rôle déterminant dans de nombreux domaines d'application, comme l'ingénierie biomédicale, l'aéronautique.

Les avancées réalisées dans le domaine de la simulation numérique des systèmes mécaniques complexes permettent de traiter des modèles très détaillés de leurs comportements sous sollicitations extrêmes, statiques dynamiques. La difficulté majeure est alors de caractériser ces sollicitations ainsi que les nombreux paramètres qui interviennent dans ces modèles. En effet les incertitudes relatives aux chargements, aux propriétés mécaniques et physiques des matériaux, à la géométrie ou encore aux conditions aux limites, sont des caractéristiques intrinsèques de ces systèmes.

La présente étude a pour objet l'évaluation de la réponse sismique des barrages en terre sous l'effet des séismes avec la prise en compte des effets d'interactions dynamiques sol - structure directement dans le domaine temporel, ce manuscrit est organisé en cinq chapitres, et une conclusion générale. Une recherche bibliographique est présentée dans le premier chapitre axé sur les barrages en terre et leurs modes de rupture, le deuxième chapitre est consacré aux problèmes d'interaction sol barrage, dans le chapitre trois on passe à la théorie des élément finis, et l'application de cette méthode au

cas du barrage, les résultat de la présente étude sont présentés et commentés dans les deux derniers chapitres, et finalement, on terminera par une conclusion général.

CHAPITRE I

**RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE**

L1. Généralités :

Un barrage est un ouvrage réalisé par l'homme en travers d'un cours d'eau. Il retient l'eau en amont et forme avec les deux versants de la vallée qu'il relie un réservoir, qui devient un lac artificiel. L'eau retenue peut alors être exploitée de plusieurs façons. Le premier barrage connu a été construit en Égypte, vers 4 000 avant J.-C., pour dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis.

Aujourd'hui, le plus souvent, les barrages sont réalisés pour répondre à des besoins différents tel que l'alimentation en eau (potable, d'irrigation ou industrielle), production de l'énergie électrique, protection des villes contre les inondations ou bien tout simplement rendre les rivières navigables.

Les barrages sont classés en deux grandes familles selon le matériau constitutif et la façon avec laquelle ces barrages reprennent les forces. Donc on distingue :

- *Les barrages rigides* : les matériaux avec lequel ils sont réalisés sont généralement le béton ou le béton armé.
- *Les barrages souples* : ils sont réalisés avec les différents matériaux locaux. Dans notre étude on s'intéressera aux barrages souples.

- Les barrages en terre:

Ces ouvrages avec les différents types de matériaux locaux selon la disponibilité. Il sont de types ouvrages non déversants, c'est-à-dire qu'il ne peuvent pas courir le risque d'être débordés, ils sont alors accompagnés de structure évacuatrices pour prévenir des dommages sérieux. Selon la catégorie des matériaux disponible en place, leurs qualités et leurs quantités, on distingue :

a) Barrages homogènes :

Le corps du barrage est constitué d'un seul matériau avec une faible perméabilité, ils sont réalisés quand on dispose d'un matériau homogène avec une faible perméabilité en quantité suffisante à proximité du site.

b) Barrages zonés :

Le corps du barrage est souvent réalisé avec des matériaux de mauvaise étanchéité, ils sont rendus étanches grâce à des organes imperméables, tels que les noyaux en argile ou les masque amont en béton bitumineux.

c) Barrages mixtes :

Ils comprennent un noyau en matériaux imperméables (terre compactée argileuse) et, de part et d'autre, des matériaux perméables (des enrochements ou des alluvions de rivière). Plusieurs types de matériaux sont utilisés et leurs positions est d'autant plus centrale dans le corps du barrage que leur perméabilité est plus faible.

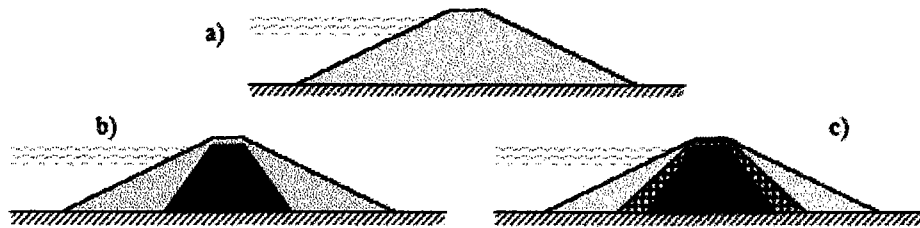


Figure I.1. barrages en terre

I.2. Effets des séismes sur les barrages en terre :

Comme tout les ouvrages artificiels, les barrages peuvent se trouver confrontés aux effets de tremblements de terre [11]. Le phénomène sismique peut manifester ses effets de façon variée, car il agit sur l'ouvrage aussi bien que sur son terrain de fondation ou sur les berges de la retenue. D'importants effets secondaires (glissement, éboulement, liquéfaction . . .) risquent alors de se produire.

Il est également bien connu que des régions à sismicité faibles ou nulles, ont subi des secousses peu après le remplissage de certains réservoirs, comme cela fut le cas au Boulder Dam aux états unis ou encore en Grèce, lors de la mise en eau de la retenue de Kremasta, voir à Monteynard en France, il s'agirait d'effets induits résultant de causes encore assez mal connues (effet des pressions hydrostatique). En fait l'accélération variable du mouvement se combine à celle de la pesanteur, modifiant ainsi

temporairement le champ de forces gravitationnel auquel est adapté la stabilité de l'ouvrage.

Ce sont évidemment les composantes horizontales qui sont les plus dangereuses, les composantes verticales ne faisant que modifier la valeur des poids sans en changer le sens.

I.3. Facteurs modifiant la réponse sismique des barrages en terres :

I.3.1. Interaction barrage- fondation :

Dans la plupart des analyses statiques, le massif rocheux de fondation est fréquemment supposé infiniment rigide et, par conséquent, simplement représenté par des conditions aux limites sur la frontière inférieure du modèle. Cette hypothèse est encore utilisée dans plusieurs analyses dynamiques, seul le barrage est modélisé, l'action sismique est souvent présentée par l'application des forces d'inertie sur tout le modèle. L'effet de flexibilité de la fondation sur la réponse dynamique d'un ouvrage est important [11].

En effet pendant la dernière décennie, il a bien été reconnu que le sol sur lequel une structure est construite peut réagir réciproquement avec la structure sous sollicitation sismique, surtout quand le sol est relativement déformable et la structure massive. Ce genre d'interaction dynamique entre le sol et la structure peut modifier considérablement la réponse du système structurel entier par rapport aux valeurs qui auraient pu être développées si la structure avait été construite sur une fondation rigide. En générale, l'effet de la flexibilité de la fondation peut rendre le mouvement sismique du barrage plus ou moins critique suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et de la fondation.

I.3.2 Interaction barrage réservoir : [20,27]

La première solution au problème des pressions hydrodynamiques sur les barrages ayant un parement amont vertical exposé à un mouvement horizontal et harmonique a été publiée pour la première fois par WESTERGAARD en 1933. Depuis, beaucoup de

recherches sont apparues sur ce sujet dans lesquelles différents aspects du problème ont été pris en compte. Différentes méthodes de modélisation du fluide ont été développées, modélisation par des éléments finis ou bien des éléments infinis, et d'autres méthodes simplifiées ont été appliquées et validées, comme la méthode de masses ajoutées de WESTERGAARD qui a été appliquée au cas des barrages poids à parement vertical, puis généralisée pour prendre en compte les autres aspects du problème. Parmi ces aspects, la forme du parement amont (surface de contact entre le barrage et l'eau). Des solutions exactes ont été obtenues à partir de diverses hypothèses :

Dans la plupart des cas, on considère les hypothèses suivantes :

- le barrage est supposé infiniment rigide ce qui n'est pas le cas des barrages en terre.
- le liquide est considéré comme homogène, non visqueux et incompressible.
- le phénomène des ondes de surface est négligé.
- le mouvement du liquide est considéré comme irrotationnel.

I.3.3. Comportement non linéaire du sol :

Il ressort des constatations expérimentales que l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol, qui est communément utilisée, ne constitue qu'une approximation relativement grossière de la réalité. En effet, sous les sollicitations cycliques, le sol montre souvent un comportement inélastique, non linéaire. Le domaine d'élasticité correspond à une gamme de déformation très faible.

Sur la figure suivante est illustré le comportement typique en cisaillement d'un sol pour un cycle de contrainte on trouve que les deux propriétés mécaniques les plus importantes, le module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement D qui caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle), dépend fortement du niveau de déformation.

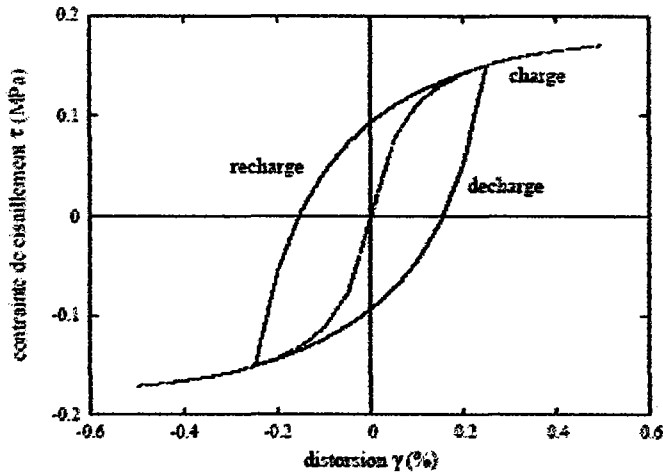


Figure I.2 Comportement non linéaire du sol [12]

I.3.4. Hétérogénéité du sol :

Dans le cas des barrages constitués de plusieurs matériaux distincts (barrages à noyau central, barrage zonés), il faut tenir compte de l'interaction entre des matériaux de rigidités et de perméabilités différentes. Par exemple, dans le cas des barrages en enrochement avec noyau central en terre, il existe de forts gradients de déformation dans les zones de transition. Des éléments de contact ou d'interface peuvent être introduits pour représenter les glissements ou les frottements de contact aux frontières entre les matériaux.

Même dans le cas de barrages homogènes construits en un seul matériau, la rigidité du matériau n'est pas constante mais elle dépend de la contrainte de confinement, en effet, l'expérience montre que le module de cisaillement G et le module de compressibilité volumique K dépendent de la contrainte de confinement effective

$$\sigma'_m = \sigma'_v / 3 \quad (1.1)$$

Des études paramétrique [12] ont mis en évidence les paramètres principaux affectant la valeur de ces modules ; il en découle des formules empiriques, parmi lesquelles on peut citer la formule de Hardin [1978] pour calculer G_{max}

Et celle de Duncan et Chang [1970] pour calculer K :

$$G_{\max} = \frac{625}{0.3 + 0.7e^2} \text{OCR}^k \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^n \quad (1.2)$$

$$K = K_b P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^n \quad (1.3)$$

Ou e désigne l'indice des vides ; OCR est le rapport de surconsolidation, P_a : représente la pression atmosphérique, k , n : sont des constantes dépendent du matériau.

Ainsi, les couches de sol près des surfaces libres inclinées sont plus souple que celle près du centre .Il est a noter que les barrages de grande hauteur supportent des contraintes de compression très importantes au niveau de la fondation, tandis que ces contraintes sont relativement faibles au niveau de la crête, d'où une différence significative dans la rigidité des couches de sol.

1.3.5. Effet de site :

Lors d'un événement sismique, les ondes sont émises depuis le foyer et se propagent jusqu'à la surface à travers divers milieux. Les mouvement d'un site donné, lors d'un tremblement de terre, est généralement gouverné par trois facteurs principaux: la source, le trajet parcouru les ondes sismiques et les conditions géotechnique locales.

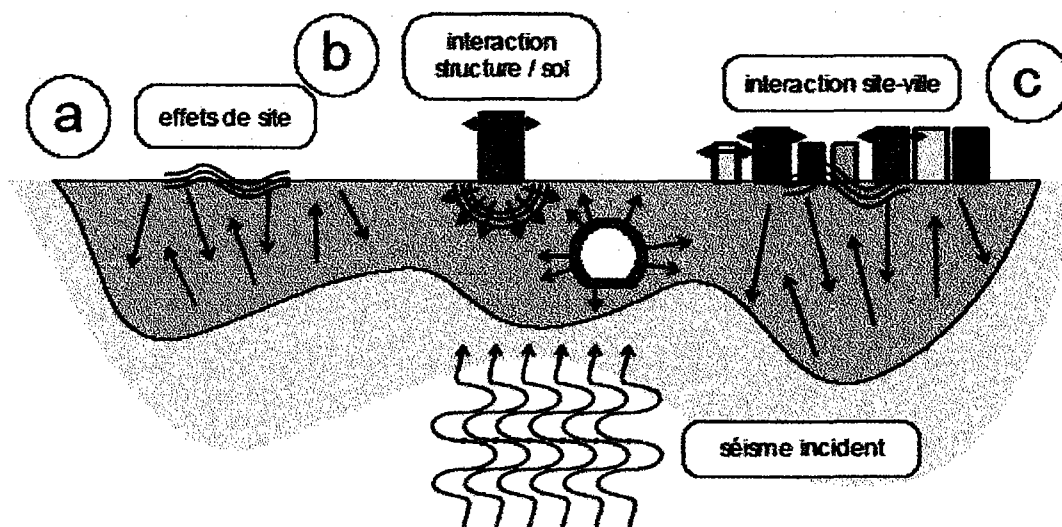


Figure L3 : Effets sismiques

L'effet de sites est cette caractéristique qu'à chaque site géologique, selon sa composition physique et sa géométrie, de répondre différemment aux sollicitations produites par un séisme (accélération, déformations, contraintes...). Ce phénomène est capital dans la construction d'ouvrages résistants aux tremblements de terre. Chaque site doit être étudié de façon particulière dans cette optique [20,3].

Les tremblements de terre antérieurs comme Lima (Pirou) en 1974, Loma Prieta (Etats unis) en 1989 et Northridge (Etats unis) en 1995, on démontré le rôle que joue un site donné dans la modification et le changement des caractéristiques des ondes sismiques, la nature du sous sol influence la réponse sismique des structures en amplifiant Les ondes sismiques transmises à la structure lors du passage de celles-ci par les couches mou du sol. Les effets de sites peuvent causer des différents dommages à un même endroit.

Dans le tremblement de terre de Lima, les valeurs maximales des accélérations mesurées dans les régions très endommagées étaient de l'ordre de 0.7 à 0.8g et dans les régions moins endommagées de 0.3g à 0.6g. Les mouvements ont été amplifiés par un facteur de 1.5 à 2 fois dans les zones qui on subis de très grands dommages.

I.4. Méthodes d'étude des barrages en terre :

La modélisation de la réponse dynamique d'un barrage en terre à des sollicitations sismiques est un enjeu important dans l'évaluation de la sécurité de ces ouvrages en zone sismique. La rupture d'un barrage ou d'une digue, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, en termes de coût ou en termes de vies humaines. Le meilleur exemple est le triste bilan dû à la défaillance des digues du Yangze en 1998 : 2000 morts reconnus par le gouvernement Chinois, 21 millions d'hectares couverts par les eaux.

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, produites par les accélérations, jouent un rôle significatif dans la réponse. Par abus de langage, le terme "chargement dynamique" est souvent et improprement attribué à des phénomènes dont la

seule caractéristique est d'être variable dans le temps; si la vitesse de chargement est lentement variable, l'accélération est faible et les forces d'inertie ne représentent plus une part significative de la réponse. De tels phénomènes sont qualifiés de cycliques.

Le calcul dynamique des barrages est synonyme d'analyse du comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique qu'ils peuvent être amenés à supporter [5].

L'analyse du comportement des barrages peut être 2D ou 3D, en fonction de l'environnement de l'ouvrage (profil de la vallée, longueur et courbure éventuelle du barrage), l'analyse 3D n'est généralement effectuée que dans des conditions où la vallée est assez étroite, dans ces cas, la prise en compte de l'interaction 3D barrage-vallée est nécessaire [3]. D'une façon générale, les barrages en terre, sont analysés en deux dimensions, il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique des barrages en terre on peut citer :

- La méthode « poutre de cisaillement » ou « shear beam en anglais »
- La méthode des éléments finis

I.4.1. Méthode « poutre de cisaillement » :

Cette méthode a été proposée pour la première fois par Mononobe en 1936 [22], elle a ensuite été vérifiée et élargie pour couvrir une grande variété de conditions réelles.

Un aperçu assez complet de différentes variantes de cette méthode, ainsi que leurs applications, a été présenté par Gazetas en 1987 [11].

La méthode est essentiellement appliquée aux barrages sur fondation rigide, soumis à l'incidence des ondes de cisaillement SV à propagation verticale. Elle est basée sur deux hypothèses principales :

- 1- le barrage se déforme surtout en cisaillement pendant le séisme
- 2- les déplacements horizontaux et les déformations (ou contraintes) de cisaillement sont uniformément distribués le long des tranches horizontales minces à travers les sections transversales du barrage.

Ces hypothèses conduisent à la résolution d'une équation différentielle, décrivant la réponse sismique du barrage de forme:

$$\rho(\ddot{u}_x(y) + \ddot{u}_g) = \frac{1}{y} \frac{\partial}{\partial y} (\bar{G}(y) \cdot y \cdot \frac{\partial u_x(y)}{\partial y}) \quad (1.4)$$

Dans laquelle \ddot{u}_g désigne l'accélération sismique incidente, $u_x(y)$ indique le déplacement horizontal au point d'ordonnée y et $G(y)$ est le module de cisaillement d'une tranche horizontale à travers le barrage au point d'ordonnée y .

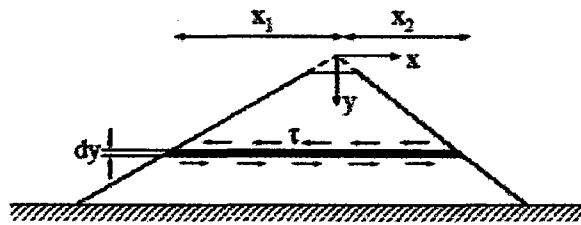


Figure I.4 : Méthode poutre de cisaillement

En réalité, ces deux hypothèses ne reflètent pas correctement la réponse réelle du barrage. A l'égard de la première hypothèse, même dans le cas du mouvement purement horizontal de la fondation, le mouvement vertical et les déformations de compression au sein du barrage sont toujours présents du fait des réflexions des ondes sur les surfaces inclinées du barrage. En ce qui concerne la seconde hypothèse, ne satisfait pas la condition de contrainte nulle sur les surfaces libres inclinées du barrage. Toutefois, plusieurs études comparatives ont prouvé que ces hypothèses sont approximativement justifier [7], [11], [5], en effet, en réalisant des analyses par la méthode des éléments finis, il est montré que le mouvement vertical peut, dans plusieurs cas, être négligé et la distribution des déformations (ou contraintes) de cisaillement à travers le barrage est assez uniforme, sauf dans des zones relativement étroites près des surfaces inclinées.

La méthode poutre de cisaillement constitue donc un excellent outil pour l'ingénieur d'abord, elle est très simple et intuitive. Ensuite, elle permet une estimation très rapide des caractéristiques principales de la réponse sismique du barrage, comme la fréquence propre fondamentale, les modes de vibration et le mouvement transitoire, dans plusieurs cas simple, des expressions analytiques peuvent être obtenues. Enfin,

l'extension de cette méthode pour tenir compte, de manière simple, de l'hétérogénéité, de la non linéarité et de l'inélasticité du sol a aussi été réalisée [11,1].

IV.4.2. Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis a été employée pour étudier la réponse sismique des barrages dans les années 1960 [22], jusqu'à présent, elle est encore la méthode la plus utilisée. Les avantages indiscutables de cette méthode, par rapport aux autres méthodes numériques, résident dans la capacité de modéliser efficacement des domaines complexes comme : la géométrie complexe, l'hétérogénéité, l'inélasticité et la non linéarité des sols constituant le barrage.

Elle combine à la fois les avantages de la modélisation en masses concentrées et celle de la modélisation à l'aide de déplacements généralisés. Cette méthode est applicable à tout type de structure. La structure est subdivisée en un nombre arbitraire d'éléments, de dimensions quelconques. Les noeuds du système représentent le système de coordonnées généralisées. Le déplacement de la structure est exprimé en fonction de ces coordonnées généralisées à l'aide de fonctions de déplacement. Ces fonctions sont appelées fonctions d'interpolation car elles définissent le déplacement entre les noeuds considérés.

L'emploi de la méthode des éléments fini pour la résolution de tel problème et un outil essentiel, le calcul dynamique de la réponse linéaire des barrages par élément finis est généralement effectué selon les étapes suivantes :

- 1- maillage du barrage et de sa fondation.
- 2- évaluation des matrices élémentaires de raideur, d'amortissement et de masse.
- 3- assemblage et construction des matrices globales du système.
- 4- calcul des modes et des fréquences propres du barrage
- 5- calcul de la réponse sismique du barrage.

CHAPITRE II
INTERACTION

Introduction

La plupart des tremblements de terre se produisent au niveau des failles qui délimitent les plaques tectoniques de l'écorce terrestre. Des tensions apparaissent lorsque ces plaques se déplacent mutuellement de manière lente. La libération soudaine de l'énergie de déformation ainsi accumulée dans la croûte terrestre, ou dans la couche sous-jacente appelée manteau, provoque un ébranlement local dont une partie de l'énergie se transforme en ondes sismiques à la surface de la terre. La création d'une faille ou, plus fréquemment, le glissement le long d'une faille existante, constitue le mécanisme générateur d'un séisme. L'endroit où se produit le séisme est appelé **foyer** ou **hypocentre** et la projection de ce point sur le sol est appelé **épicentre** (fig.II.1). L'hypocentre peut se situer à une profondeur très variable : quelques kilomètres à plus de 100 km.

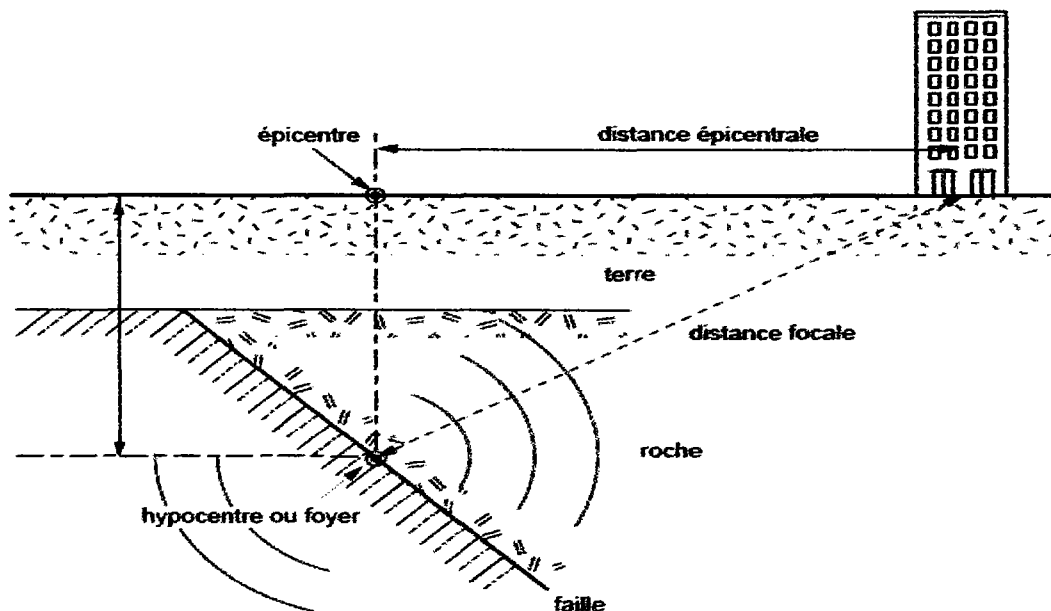


Figure II.1 phénomène sismique

II.1 Propagation des ondes sismiques

A partir du foyer la secousse sismique se propage sous forme d'ondes qui, compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface un mouvement vibratoire complexe difficilement prévisible en un site donné.

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques. L'onde peut traverser un milieu sans modifier durablement ce milieu. L'impulsion de départ va pousser des particules élémentaires, qui vont pousser à leur tour d'autres particules et reprendre leur place, etc. On distingue les ondes de volumes qui traversent la terre et les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à sa surface. Leurs vitesses de propagation et leurs amplitudes sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

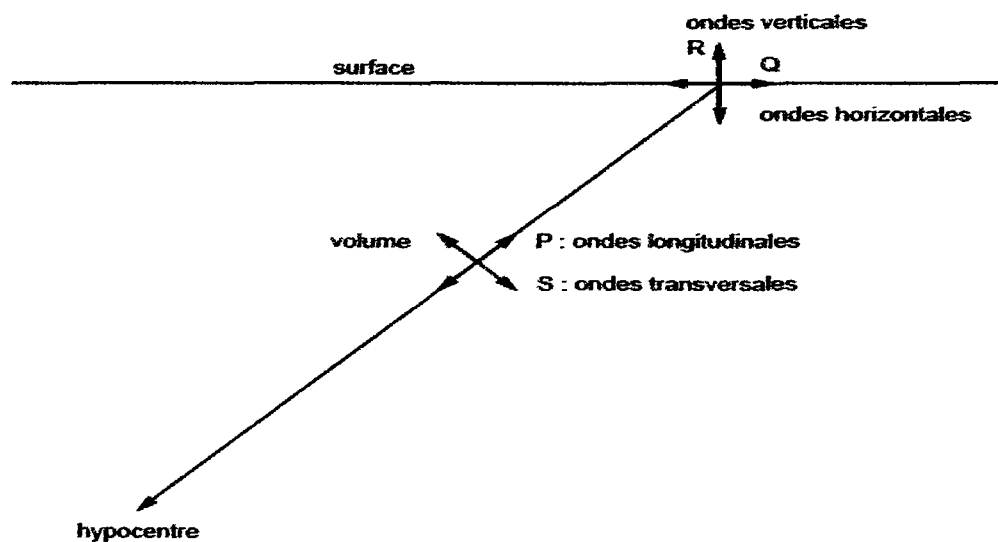


Figure II.2 Ondes sismique

Le niveau d'amplification du mouvement de surface est très variable et dépend de nombreux paramètres, tels que le type d'ondes, la fréquence d'excitation, l'angle d'incidence, la géométrie de l'interface, le contraste d'impédance sédiments substratum, l'amortissement de la couche, ou encore la position du point sur la surface libre.

II.2. Phénomène d'interaction sol structure :

Divers observations de dommages sismiques ont montré que les réponses dynamiques de structures fondées sur un sol déformable (flexible) peuvent être sensiblement différentes de celles des structures similaires, supportées par un sol ferme. Les interactions dynamiques sol – structure jouent un rôle prépondérant dans la justification sismique des grandes structures telles que les barrages, les centrales nucléaires..., Il s'agit du couplage mécanique entre la structure et le sol qui la support pouvant affecté le comportement dynamique de la structure et modifier le mouvement du sol en champ libre du fait de la présence de la structure.

La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés. 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.

II.2.1. Différentes prises en compte de l'interaction sol-structure (L.S.S) :

Elle peut être négliger, on suppose que la structure est encastéré à sa base , toutefois sous réserves de justifications, dans beaucoup de cas pratiques, il est souvent supposé que les effets d'un milieu sur un autre ne se produisent pas concurremment.

L'utilisation de l'hypothèse classique d'une structure encastérée à une base rigide, à laquelle on impose directement le mouvement qui sera identique à celui d'un champ libre, conduit aux calculs dynamiques simplifiés d'une part, et d'autre part entraîne des erreurs dans le calcul de la réponse qui peuvent être importantes. Parmi les erreurs rencontrées on peut citer :

- la période du 1^{er} mode est sous estimée, il en résulte une erreur par excès ou par défaut sur la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre de réponse,

- la valeur de l'amortissement est sous estimée puisqu'on ne fait pas intervenir l'amortissement du sol toujours supérieur à celui des matériaux de la structure, de sorte qu'il en résulte une surestimation de la réponse dynamique du système sol-barrage.

Par ailleurs, pour les structures telles que les centrales nucléaires, les barrages de grande hauteur et les viaducs, les systèmes représentant le sol et la structure doivent souvent être considérés simultanément. De telle sorte qu'à n'importe quel moment, le comportement de l'un des constituants influence celui des autres et vice versa

La prise en compte du sol avoisinant la structure dans le modèle de calcul, donne une meilleure approche de la réalité. Plusieurs modèles ont été proposés pour représenter le sol, soit par des ressorts, soit par des éléments finis, ou bien par des fonctions d'impédances

a) Modélisation par des ressorts :

Les premiers travaux ayant introduit les caractéristiques du sol dans le calcul des structures reviennent à « WINKLER » qui a modélisé le comportement du sol par des ressorts représentant les réactions élastiques du sol à l'égard des composantes des déplacements de la fondation. Ces ressorts étaient déterminés pour des fondations rigides selon l'hypothèse d'une réaction élastique du sol par unité de surface proportionnelle au déplacement du sol au point considéré.

La méthode de WINKLER était initialement une méthode de « ressorts répartis », mais elle permet également de représenter par un ressort unique, la résultante des actions élastiques pour un mouvement donné. Les coefficients de WINKLER ne sont toutefois applicables que dans un domaine très restreint de caractéristiques du sol.

b) Fonctions d'impédance :

Récemment pour une meilleure approximation de la réponse de la structure, on introduit l'effet du sol sur cette dernière, des fonctions reliant les forces et les déplacements à l'interface sol-structure ont été développés, en particulier pour les problèmes de fondations de machines. Ces fonctions sont appelées fonction d'impédance de la fondation.

Les fonctions d'impédance sont définies généralement sous une forme complexe comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol.

II.2.2 l'interaction sol –structure par la M.E.F :

Les procédures d'analyse d'une construction incluant les effets d'interaction sol structure par la méthode des éléments finis peuvent être classées en deux méthodes :

- la méthode standard « globale »
- la méthode de sous structures.

Les équations du mouvement pour un système qui schématise un ensemble sol-structure, sont données comme suite :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = Q_f \quad (2.1)$$

M, C, K : sont respectivement les matrices masse, amortissement et raideur du système

Q_f : Le vecteur chargement.

a) Modélisation du système barrage-fondation :

Le système à étudier est constitué par un barrage en terre, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique. Pour introduire l'effet de l'interaction sol structure, un modèle bi-dimensionnel a été considéré pour le calcul de ce système. La fondation est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale.

L'accélération en champ libre supposée uniforme tout au long de la base du barrage est enregistrée en l'absence du barrage. Le système complet peut être alors subdivisé en deux sous structures : le barrage et la fondation.

1) Barrage :

Le barrage est représenté par un maillage d'éléments finis isoparamétriques du type quadrilatère à quatre noeuds, ou bien par des éléments triangulaires droits à trois noeuds ce qui a pour avantage de permettre la prise en considération de la géométrie du barrage. Le matériau constitutif du barrage est considéré homogène, élastique et isotrope.

2) Fondation :

La fondation sera représentée aussi par des éléments de même type que le barrage, le sol qui compose la fondation est aussi considéré homogène, élastique et isotrope. Les déplacements à la base de la fondation sont considérés comme nulles dans les deux directions.

b) Conditions aux limites :

Généralement, les barrages sont traités comme un système bi-dimensionnel dans lequel on considère un comportement plan, le barrage et le sol de fondation sont, représentés par un maillage d'éléments finis. Chaque noeud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté, représentant le déplacement horizontal et le déplacement vertical.

Pour les noeuds des extrémités latérales, certains auteurs proposent dans le cas d'un séisme de direction horizontale, que ces points peuvent être libres dans le sens horizontal, mais empêchés dans le sens vertical. Par contre d'autre auteur considère tout simplement que ces noeuds ne possèdent aucun degré de liberté, du faite que, à une certaine distance les déplacements dans le sol sont nuls.

c) Mode d'application de l'excitation sismique :

Le tremblement de terre est défini comme étant la vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre et le manteau supérieur. Dans cette étude un accélérogramme enregistré en champ libre dans le sens horizontal est introduit dans le modèle, cet accélérogramme sera appliqué à la base du modèle. On considère deux cas, fondation avec masse et fondation sans masse.

CHAPITRE III

APPLICATION DE LA MEF AU PROBLEME

III.1. Rappel

- Loi de comportement :

Dans un matériau déformable, l'action d'un certain nombre de forces conduit à un certain nombre de déformations. Si l'on connaît la relation entre les deux, à savoir la relation entre le tenseur des contraintes σ_{ij} et le tenseur des déformations ε_{ij} , on est capable de caractériser et de prévoir le comportement mécanique du matériau. Cette relation est appelée *loi constitutive* du matériau.

Le cas le plus simple, correspondant à un grand nombre de matériaux réels pour de faibles déformations, consiste à faire l'hypothèse que cette relation est élastique et linéaire. *Élastique* indique que l'état des déformations ne dépend que de l'état présent des contraintes, ce qui revient à supposer que les forces internes au matériau n'agissent que par contact immédiat et que leur rayon d'action est proche de zéro. Un matériau élastique qui a été déformé sous l'action de certaines forces regagne son état initial une fois que ces forces ont disparu, et il peut restituer toute l'énergie qu'il a absorbée, sa forme ne dépend pas de l'historique de ses déformations.

A chaque catégorie de matériau correspond un type de loi. Nous allons ici nous intéresser seulement au matériau élastique linéaire et donc à la loi de Hooke :

$$\sigma_{ij} = E \cdot \varepsilon_{ij} \quad (3.1)$$

- Matériau isotrope

Le matériau est *isotrope*, ce qui signifie que ses propriétés sont les mêmes dans toutes les directions, aucune direction privilégiée, matériau macroscopiquement homogène.

- Problème d'élasticité plane :

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure a une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle.

- Relation contraintes-déformations :

$$\sigma_{ij} = D \varepsilon_{ij} \quad (3.2)$$

Avec D, matrice d'élasticité, elle s'écrit :

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Pour le cas d'un problème de contraintes planes d_1 et d_2 sont donnés par :

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, d_2 = \nu.d_1 \quad (3.4)$$

Dans les deux cas, de contraintes ou de déformation planes, d_3 est défini par :

$$d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2) \quad (3.5)$$

Le cas du barrage présente un problème de déformations planes. E et ν sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \tau_{ij} \\ \tau_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

Avec : $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

Contraintes principales :

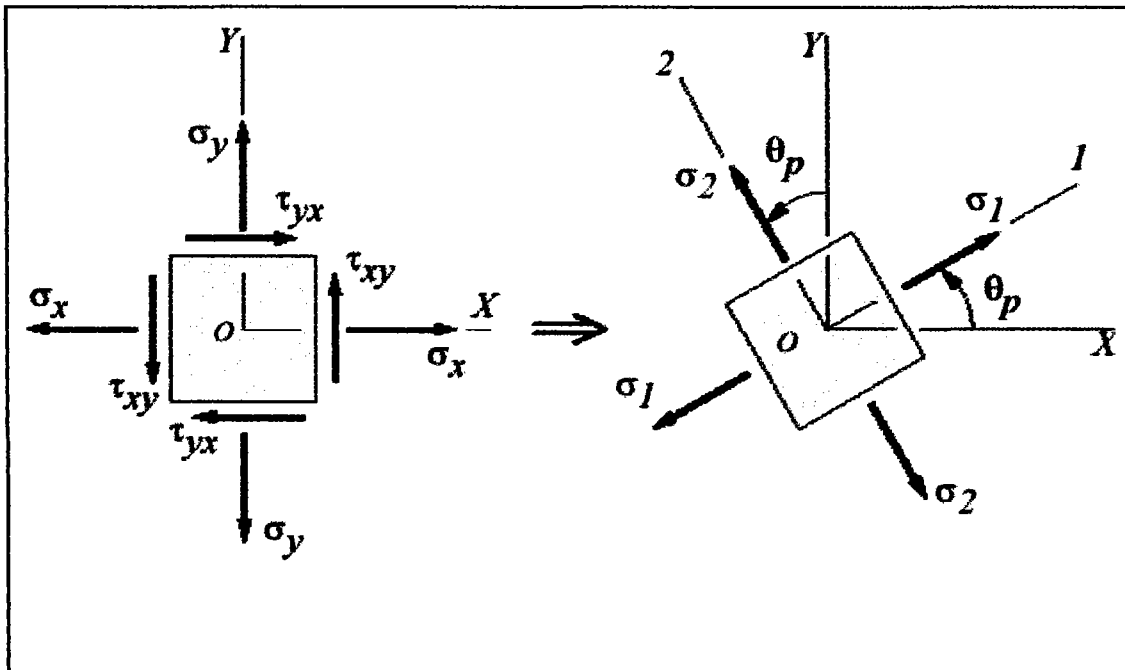


Figure III.1 : Représentations des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.7)$$

$$\tau_{\max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (3.8)$$

Et le tenseur des déformations est donné par :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ij} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{Tel que : } \gamma_{xy} = \gamma_{yx} \quad (3.7)$$

- La relation déformations- déplacements:

$$\varepsilon_{ij} = S.U_{ij} \quad (3.8)$$

Le déplacement est donnée par :

$$U_y = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

et S opérateur de différentiation :

$$S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

III.2. Méthode des éléments finis:

Le calcul des structures, couvre une grande variété d'application dans les secteurs de la construction civile, industrielle, mécanique et aéronautique.... Ce domaine a pour objet, la modélisation théorique au stade de la conception d'une structure ou d'un système mécanique, ce qui permet de faire la simulation du comportement et d'enchaîner ainsi une procédure d'optimisation des forces et des dimensions, compte tenu des fonctions de la structure et du choix du matériau. Pour la modélisation, il existe plusieurs méthodes qui permettent de d'écrire le comportement des systèmes physiques grâce à des équations aux dérivées partielles, telle que la M.D.F, la M.E.F, la M.V.F.... Parmi ces méthodes on cite particulièrement la méthode des éléments finis.

La méthode des élément finis est une technique pour la résolution des problèmes physiques par le biais d'une approximation simple des variables inconnues afin d'avoir des équations algébriques simples à résoudre. Le système continu est discrétisé par une subdivision du domaine en un grand nombre d'éléments de formes arbitraires (généralement rectangulaire ou triangulaire) liés entre eux par des nœuds. Dans plusieurs cas on peut utiliser une subdivision graduelle en éléments pour permettre une étude plus détaillée des régions de la structure où l'on attend une grande concentration de contrainte, par exemple autour des ouvertures et près des

charges concentrées, une telle discrétisation sélective d'éléments est efficace et peut économiser le temps de calcul sans perte de précision.

Quant au nombre d'élément requis pour donner des solutions satisfaisantes, il est impossible de généraliser car cela dépend du problème considéré. Le choix d'une subdivision convenable doit, si possible être basée sur des essais, sinon, on doit alors mettre en œuvre un grand nombre de résolutions faisant intervenir différentes dimensions de mailles pour tester la convergence de la solution. Les principales étapes pour la résolution par élément finis sont :

Etape 1 : Discrétisation du domaine.

Etape 2 : Approximation et interpolation sur l'élément.

Etape 3 : Matrice élémentaire et Assemblage.

Etape 4 : Résolution du système global.

Etape 5 : Analyse des résultats

III.2.1 Discrétisation du domaine :

La première étape d'une analyse par éléments finis consiste à définir un *maillage* du continuum en éléments finis. Les éléments finis peuvent être de différentes formes. Pour les problèmes 2D, les formes les plus couramment utilisées sont le triangle ou le quadrilatère, en 3D ce sont le tétraèdre ou l'hexaèdre. Il est possible d'utiliser différents types d'éléments dans un même maillage mais cela complique significativement l'écriture du système, dans la majorité des cas un seul type d'éléments est utilisé dans un maillage donné.

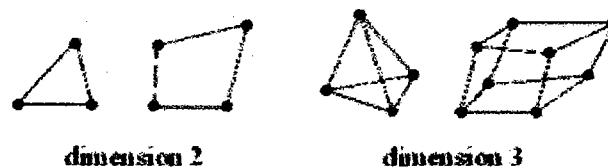


Figure III.1 : Exemples d'éléments finis à 2 ou 3 dimensions.

À chaque élément fini est associé un certain nombre de *nœuds*. Les nœuds forment l'ensemble discret des points du système en lesquels les propriétés physiques sont calculées. L'ensemble des nœuds ne se limite pas forcément aux sommets des éléments finis, il est possible

de définir des nœuds additionnels, par exemple un quadrilatère à 8 nœuds ou un tétraèdre à 10 nœuds

Pour notre cas d'un barrage sous forme de trapèze avec une fondation rectangulaire, l'utilisation d'éléments quadratiques de type isoparamétriques est retenus pour la modélisation du système sol barrage.

III.2.2. Élément de référence :

- Élément isoparamétrique :

Souvent la modélisation d'une structure génère des éléments de forme irrégulière cela est du à la forme arbitraire de cette dernière, donc on a recours à d'autres éléments qui peuvent mieux discrétiser le domaine, ces éléments sont appelés : éléments isoparamétriques, superparamétriques et subparamétriques. Les éléments isoparamétriques sont ceux pour lesquels les fonctions de déplacements sont les mêmes que les fonctions de forme. Si la fonction de forme est d'ordre supérieur à la fonction d'interpolation (déplacement), l'élément est superparamétrique, dans le cas contraire il est subparamétrique. Les fonctions de formes pour un de élément quadratique sont données par :

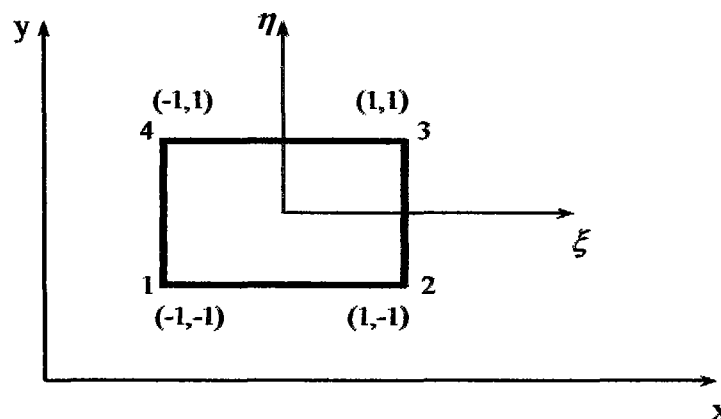


Figure III.2 : Élément isoparamétrique quadrilatéral

$$N_1 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \quad (3.11)$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta)$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)$$

Le champ de déplacement $U = \langle u, v \rangle^T$ est approximé comme suit :

$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 \quad (3.12)$$

$$v = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4$$

Ou u_1, u_2, u_3, u_4 et v_1, v_2, v_3, v_4 sont respectivement les déplacements nodaux (des nœuds) dans les directions x et y. Nous pouvons les rassembler dans un vecteur de déplacements nodaux.

$$\{a\}^e = \langle u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4 \rangle^T \quad (3.13)$$

Ainsi, les déplacements sont donnée par :

$$u(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) u_i \quad (3.14)$$

$$v(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) v_i$$

Les coordonnées x et y d'un point de l'élément réel s'écrit en fonction de ces coordonnées nodales de la manière suivante :

$$x = N_1 x_1 + N_2 x_2 + N_3 x_3 + N_4 x_4 \quad (3.15)$$

$$y = N_1 y_1 + N_2 y_2 + N_3 y_3 + N_4 y_4$$

Ainsi :

$$x(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) x_i \quad (3.16)$$

$$y(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) y_i$$

III.2.2 Expression du principe des travaux virtuels :

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel extérieur est égal au travail virtuel intérieur, l'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par application de la formulation variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids (Dirac) $\Psi = \delta U$.

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (3.17)$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (3.18)$$

Ou :

$$W_{\text{int}} = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel intérieur}$$

$$W_s = \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma \quad : \text{Travail virtuel des forces de surface (chargement)}$$

$$W_v = \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces de volume}$$

$$W_{\Omega} = \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces d'inertie}$$

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{\text{am}}} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (3.19)$$

Tel que :

\ddot{u}_g : Accélération sismique

r : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque DDL

III.2.3. Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine Ω_e et en remplaçant les termes contraintes par les produits $D^* \varepsilon$ loi de Hooke, on a :

a- Matrice de rigidité :

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega_e \quad (3.20)$$

b. Matrice masse :

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \quad (3.21)$$

C'est l'expression de la matrice masse non condensée (cohérente), qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être exprimée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on opte pour le concept de la condensation de la masse sur les nœuds.

L'expression explicite est :

$$M_{JJ} = I \int_{\Omega_e} \rho N_J d\Omega_e \text{ Pour le cas de masse concentrée.}$$

I : matrice identité

c- Vecteur chargement sismique:

$$F_i = M.I.\ddot{u}_g \quad (3.22)$$

III.2.4 Assemblages :

L'assemblage est l'opération qui consiste à construire les matrices globales du domaine, ainsi que le vecteur global des sollicitations agissant sur celui-ci à partir des matrices et vecteurs élémentaires préalablement calculés.

Afin d'obtenir la solution complète du domaine, il faut que la condition d'équilibre globale soit satisfaite. Pour cela, on doit déterminer les conditions de tous les éléments auxquels un nœud « i » appartient pour les égaliser avec les excitations extérieures appliquées en ces nœuds. Autrement dit, on doit situer chaque élément de la matrice élémentaire dans la matrice globale, et le sommer avec la valeur existante qui est le résultat des contributions des autres matrices élémentaires.

Matrice de rigidité globale :

La matrice des rigidités globales est obtenue par une procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs à l'interface, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque bloc barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous-matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice des raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

La matrice des raideurs pour les deux sous-systèmes, barrage et fondation, sont respectivement représentées comme suite :

$$[k_b] = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [k_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

Après assemblage de ces deux sous-matrices correspondant à chaque sous-domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

La taille de cette matrice dépend du maillage du système.

Matrice masse globale:

Le même principe que précédant est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du barrage, la matrice masse contient des valeurs ajoutées au nœuds de contacts avec l'eau, ces valeurs sont calculées en fonction de la surface tributaire à chaque nœuds comme indiqué au chapitre précédant.

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sou domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

Matrice d'amortissement :

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- l'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- l'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et à un signe opposé à celui de la vitesse.
- l'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité μ nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement C.

L'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse M et de la matrice de rigidité K est communément utilisé :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.27)$$

α, β : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de C dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts.

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{w_1 + w_n} \begin{Bmatrix} w_1 \cdot w_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3.28)$$

Avec :

w_1 : Fréquence du premier mode.

w_n : Fréquence d'un mode supérieur.

ξ : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures barrage-fondation, sont calculées par la relation précédente comme suit:

$$\text{Barrage : } [C_b] = \alpha_b [M_b] + \beta_b [K_b] \quad (3.29)$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\text{Fondation : } [C_f] = \alpha_f [M_f] + \beta_f [K_f] \quad (3.30)$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{fi} & c_{ff} \\ 0 & c_{if} & c_{ff} \end{bmatrix}$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure,

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

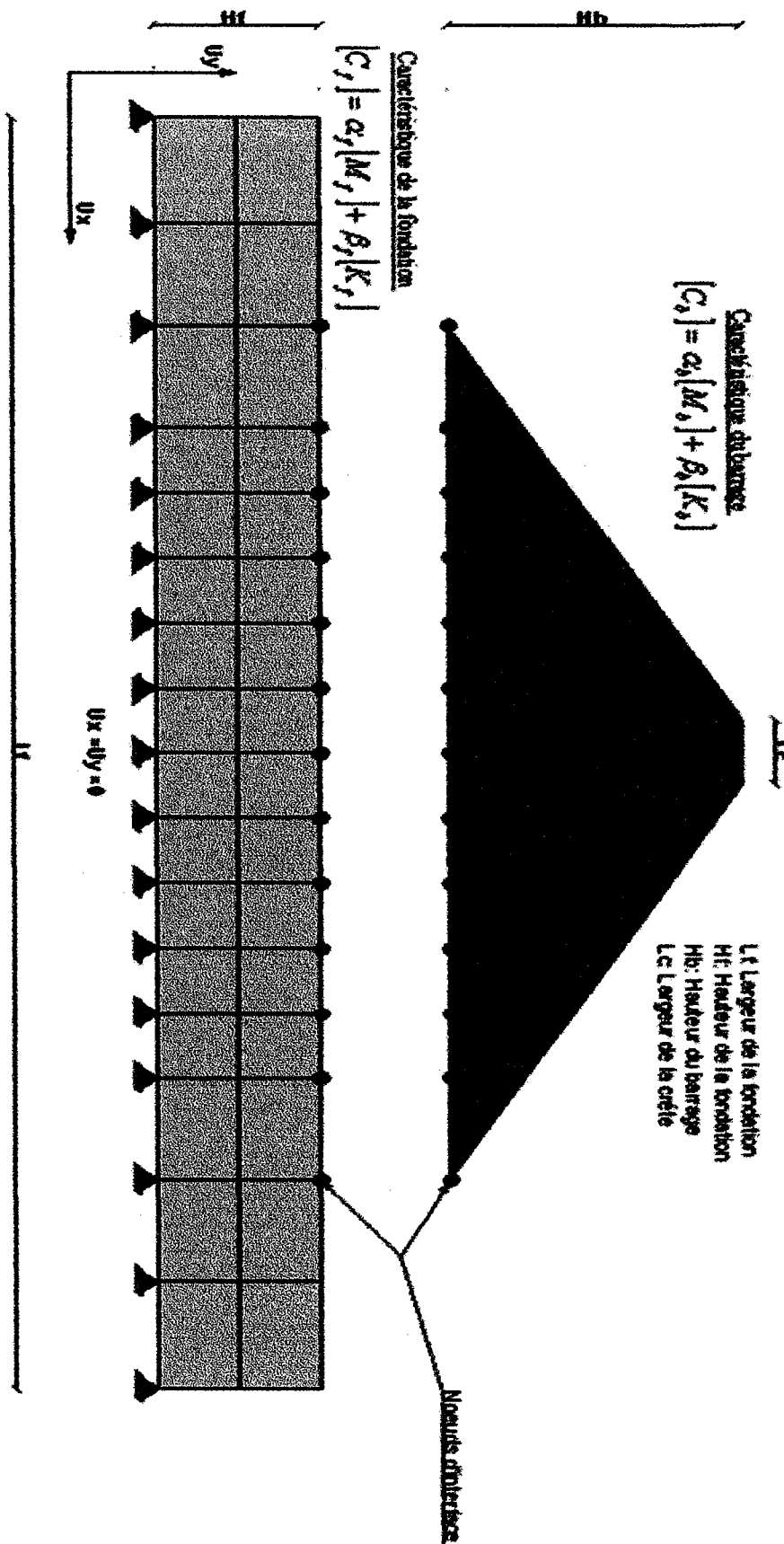


Figure III-3 : Représentation des sous structures

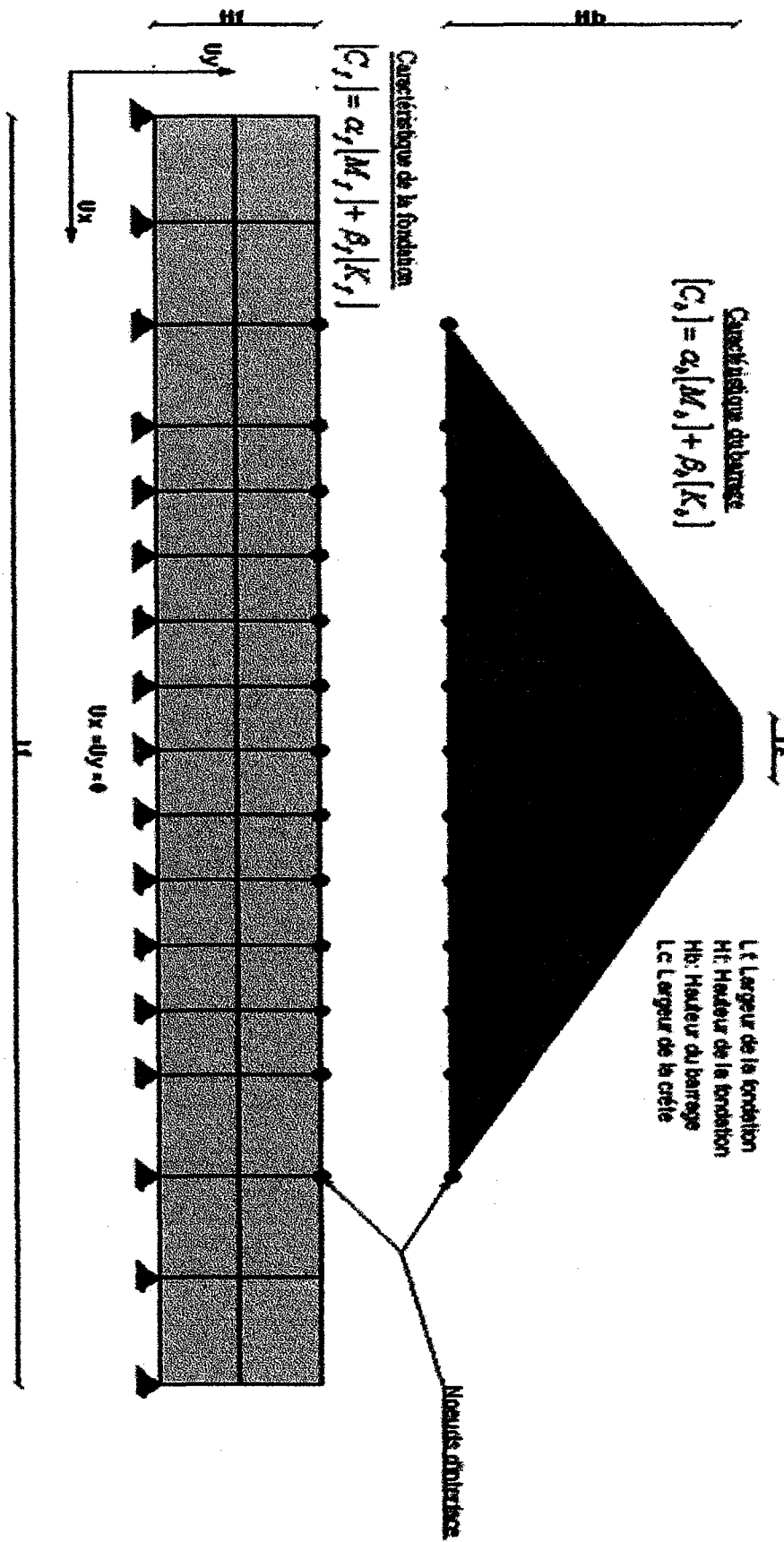


Figure III-3 : Représentation des sous structures

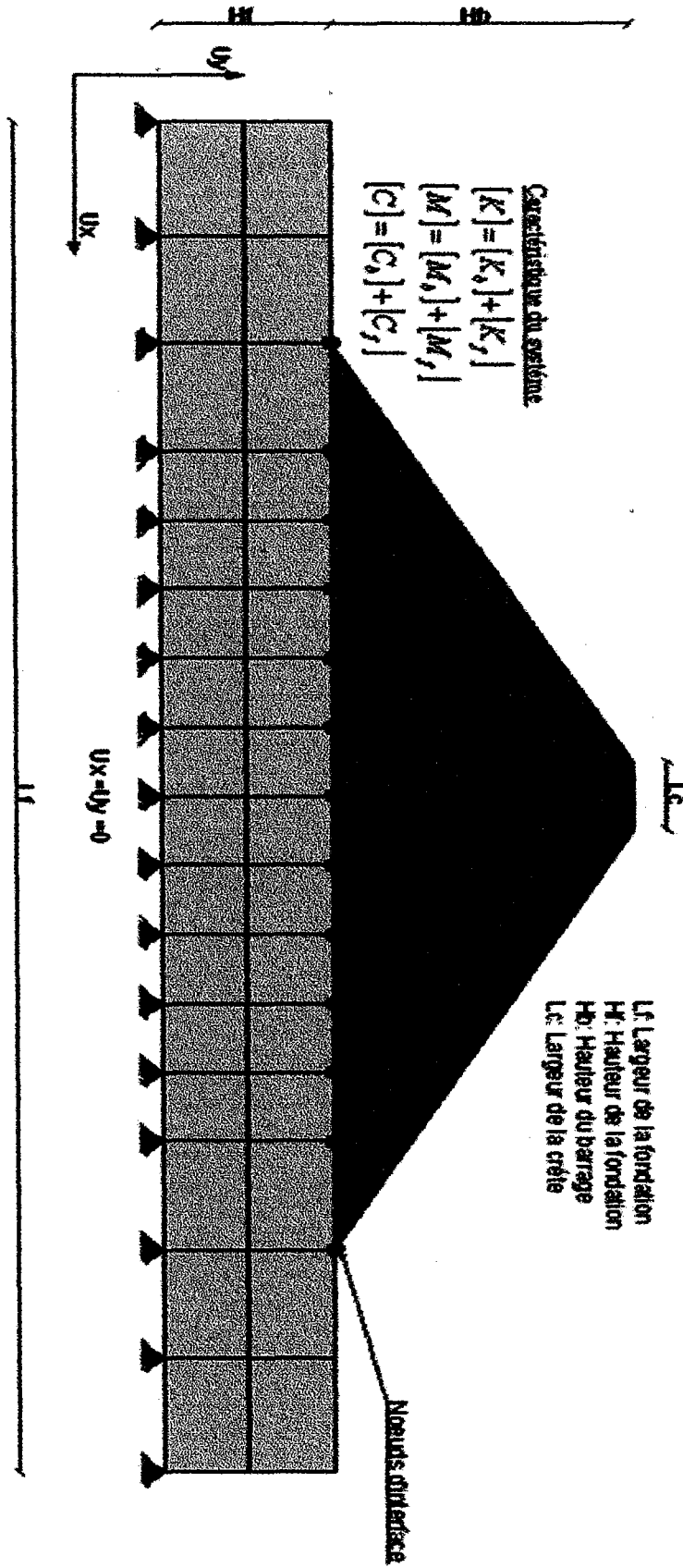


Figure III-4 : Représentation du système complet

III.3.Méthode de résultats :

Le système d'équation différentielle à résoudre dans le cas de l'analyse dynamique est le suivant :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(s,t) \quad (3.32)$$

Ou :

M, C, K sont respectivement les matrices de masse d'amortissement et de rigidité. Et \ddot{U}, \dot{U}, U sont respectivement les vecteurs accélération, vitesse et déplacement du système. P (t) : le vecteur chargement dynamique qui est fonction d'une variable spatial (s) et d'une variable temporel (t). dans le cas d'une excitation sismique, ce vecteur peut être décomposé comme le produit d'un vecteur spatial contenant les termes de la masse dans la direction du chargement et d'une fonction temporel qui est l'accélération, l'expression précédente peut s'écrire sous la forme suivante :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = I.M.\ddot{u}_g(s,t) \quad (3.33)$$

On ne donnera ici qu'un bref aperçu des méthodes de résolution des équations d'équilibre dynamique d'un système. La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée (temporelle, fréquentielle). Il convient de réaliser que dans la plupart des applications pratiques, l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

a) Intégration fréquentielle :

La méthode consiste à résoudre les équations du mouvement dans le domaine fréquentiel. La sollicitation est représentée par sa transformée de Fourier, et la résolution est effectuée pour chaque harmonique. La solution globale est obtenue par superposition des solutions individuelles, qui s'interprète comme une transformée de Fourier inverse. La méthode n'est bien évidemment applicable qu'aux système linéaires et requiert la définition de la sollicitation par son spectre de Fourier. Avec l'avènement des transformées de Fourier rapide (FFT), la méthode se révèle extrêmement puissante.

b) Intégration modale spectrale :

L'idée consiste à utiliser comme système de coordonnées généralisées une base particulière constituée par les modes propres de vibration de la structure. Le choix de cette base permet de découpler les équations du mouvement et de ramener le système à la résolution de N équations différentielles découplées, où N est le nombre de degrés de liberté du système. L'expérience montre qu'un nombre limité de modes propres, $p \ll N$, est suffisant pour obtenir une représentation satisfaisante de la solution qui est égale à la somme des réponses dans chaque mode.

Si de plus seule la réponse maximale, au cours du temps, du système est cherchée, la sollicitation peut être définie de façon simplifiée par son spectre de réponse. On notera que la méthode de décomposition modale est également applicable pour l'intégration directe des équations du mouvement et l'obtention de la réponse temporelle du système, on parle alors de méthode modale temporelle. La méthode reste limitée au cas des systèmes linéaires.

C. Méthode d'intégration :

Elle consiste à intégrer pas à pas dans le temps les équations de mouvement. Symboliquement, la vitesse et le déplacement à l'instant t étant connus, le problème consiste à calculer le nouvel état d'équilibre à l'instant $t+dt$.

L'intégration temporelle est applicable à tout type de comportement de la structure, qu'il soit linéaire ou non-linéaire. Pour un système non linéaire, dont les propriétés varient au cours de la sollicitation, c'est la seule méthode applicable. L'application de la méthode nécessite que la sollicitation soit décrite complètement au cours du temps.

Une procédure d'intégration directe permet d'avancer 'pas à pas' dans le temps, c'est-à-dire de déterminer l'état actuel à l'instant t en connaissant les états antérieurs. Une telle procédure est numériquement indispensable pour le calcul de la réponse en régime transitoire des systèmes non linéaires. De plus, il est très utile d'observer l'évolution des phénomènes physiques en temps réel. Néanmoins, cette procédure a un problème majeur : l'instabilité des solutions numériques. En fait, dans beaucoup de cas, les solutions numériques sont sensiblement instables: soit elles oscillent autour des valeurs réelles, soit elles s'éloignent des valeurs réelles et tendent vers l'infini. En conséquence, un schéma d'intégration implicite est préférable car on peut contrôler la stabilité de la solution.

En 1959 Newmark présente une méthode d'intégration pas à pas pour la résolution des problèmes dynamiques structuraux soumis à des chargements séismiques.

Pendant les 40 dernières années la méthode Newmark a été appliquée à l'analyse dynamique de beaucoup de structures pratiques d'ingénierie. En outre, elle a été modifiée et améliorée par beaucoup d'autres chercheurs.

Le schéma d'intégration à un seul pas de Newmark, est le plus employé grâce à son efficacité pour le contrôle de la stabilité numérique. Selon ce schéma, les vitesses \dot{U}^{N+1} et les déplacements U^{N+1} sont calculés par la formule :

$$\dot{u}^{N+1} = \dot{u}^N + [(1-\gamma)\ddot{u}^N + \gamma\ddot{u}^{N+1}] \Delta t \quad (3.34)$$

$$u^{N+1} = u^N + \dot{u}^N \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}^N + \beta \ddot{u}^{N+1} \right] \Delta t^2 \quad (3.35)$$

Les coefficients γ et β doivent satisfaire aux conditions $\gamma \geq \frac{1}{2}$ et $\beta \geq \frac{1}{4}$ pour que la convergence soit inconditionnellement stable, c'est-à-dire que la stabilité ne dépendras pas du choix du pas de temps Δt . Nous avons choisi : $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$, ce qui assure une convergence inconditionnellement stable et aussi une bonne précision. Les équations précédentes s'écrivent :

$$\dot{u}^{N+1} = \dot{u}^N + \frac{\Delta t}{2} [\ddot{u}^N + \ddot{u}^{N+1}] \quad (3.36)$$

$$u^{N+1} = u^N + \frac{\Delta t}{2} (\dot{u}^N + \dot{u}^{N+1}) = u^N + \dot{u}^N \Delta t + \frac{\Delta t^2}{4} (\ddot{u}^N + \ddot{u}^{N+1}) \quad (3.37)$$

Reportant les deux équation dans l'équation du mouvement (4.53) :

$$\Delta u_i = K^{-1} [\Delta P_i + A \dot{u}_i + B \ddot{u}_i] \quad (3.38)$$

Dans laquelle :

$$\begin{aligned}\hat{K} &= K + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} M \\ A &= \frac{1}{\beta \Delta t} M + \frac{\gamma}{\beta} C \\ B &= \frac{1}{2\beta} M + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) C\end{aligned}\tag{3.39}$$

Et les vitesses et accélération sont données par :

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i\tag{3.41}$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i\tag{3.42}$$

III.4 Principales étapes du programme de résolution :

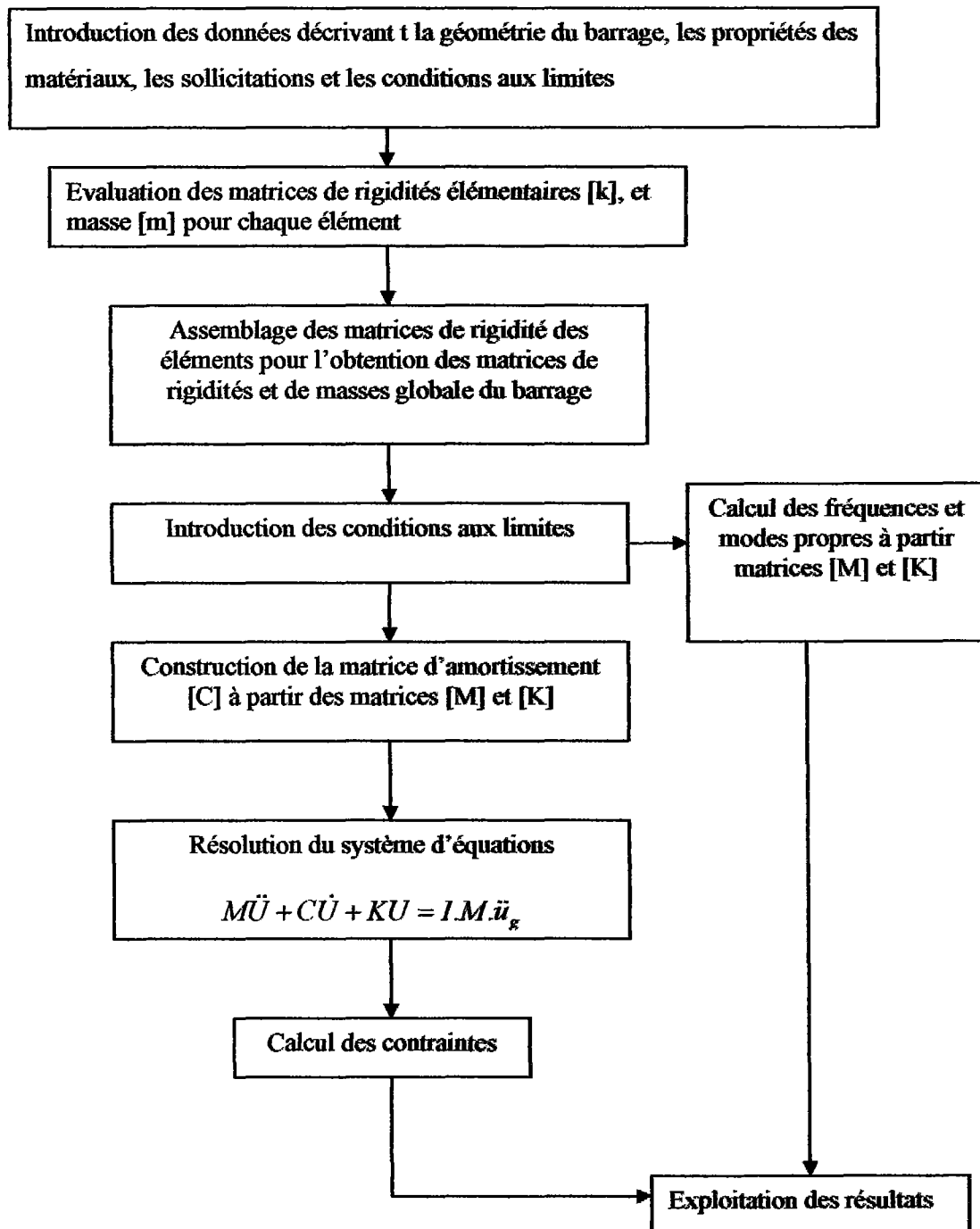


Figure IV.10 : Organigramme général du programme

Introduction des données :

Dans n'importe quel programme d'éléments finis les données peuvent être divisées en trois catégories principales. Premièrement les données nécessaires pour définir la géométrie de la structure, et la façon dont elle est fixées dans l'espace. Deuxièmement les informations concernant les propriétés des matériaux qui doivent être prescrites, et enfin la dernière catégorie est celle qui concerne les sollicitations auxquelles la structure est soumise. Evidemment un système d'unité, constant doit être utilisé pour toutes les données.

- **Données géométriques :**

La géométrie du barrage peut être complètement définie en précisant les données suivantes :

- **Table des coordonnées des nœuds :** chaque nœuds possède deux coordonnées (x, y) en référence au système de coordonnées global. et la taille de la tableau est de deux colonnes qui correspond au coordonnées (x, y) et à n ligne qui correspond au nombre de nœuds.
- **Table des connectivités :** chaque élément possède quatre ou trois nœuds. et la taille du tableau est de quatre ou trois colonnes qui correspondent aux nœuds de chaque élément, et à n ligne qui correspond au nombre d'élément composant le barrage. Ces données seront charger directement dans le programme principal par la fonction « load ».

Exemple

p=load('p.m') chargement de la table des coordonnées des nœuds.

t=load('t.m') chargement de la table des connectivités des éléments.

- **Propriété du matériaux :** Les propriétés des matériaux sont spécifié directement dans le programme principale ou charger par le fonction « load » d'un fichier «* .m ». Les différentes propriétés des matériaux sont :
 - E1 : module d'élasticité du sol constituant le barrage
 - rho1 : masse volumique du sol constituant le barrage
 - nu 1: coefficient de poisson du sol constituant le barrage

$ksi1$: coefficient d'amortissement du barrage

$E2$: module d'élasticité du sol de fondation

$Rho2$: masse volumique du sol de fondation

$nu2$: coefficient de poisson du sol de fondation

$ksi2$: coefficient d'amortissement du sol de fondation

- **Sollicitation :**

L'accélérogramme est donné dans un fichier «* .m » qui comprend deux colonnes, dans la première nous avons le temps et dans la seconde l'accélération.

- **Conditions aux limites :**

Chaque nœuds possède deux ddl (u, v), les nœuds de la base sont encastres et ceux des parois de la fondation en un seul ddl (u).

✓ **Quelque organigramme utilisé dans le programme :**

La fonction qui renvoie les ddl à éliminés est « DDL », son organigramme est donné comme suite :

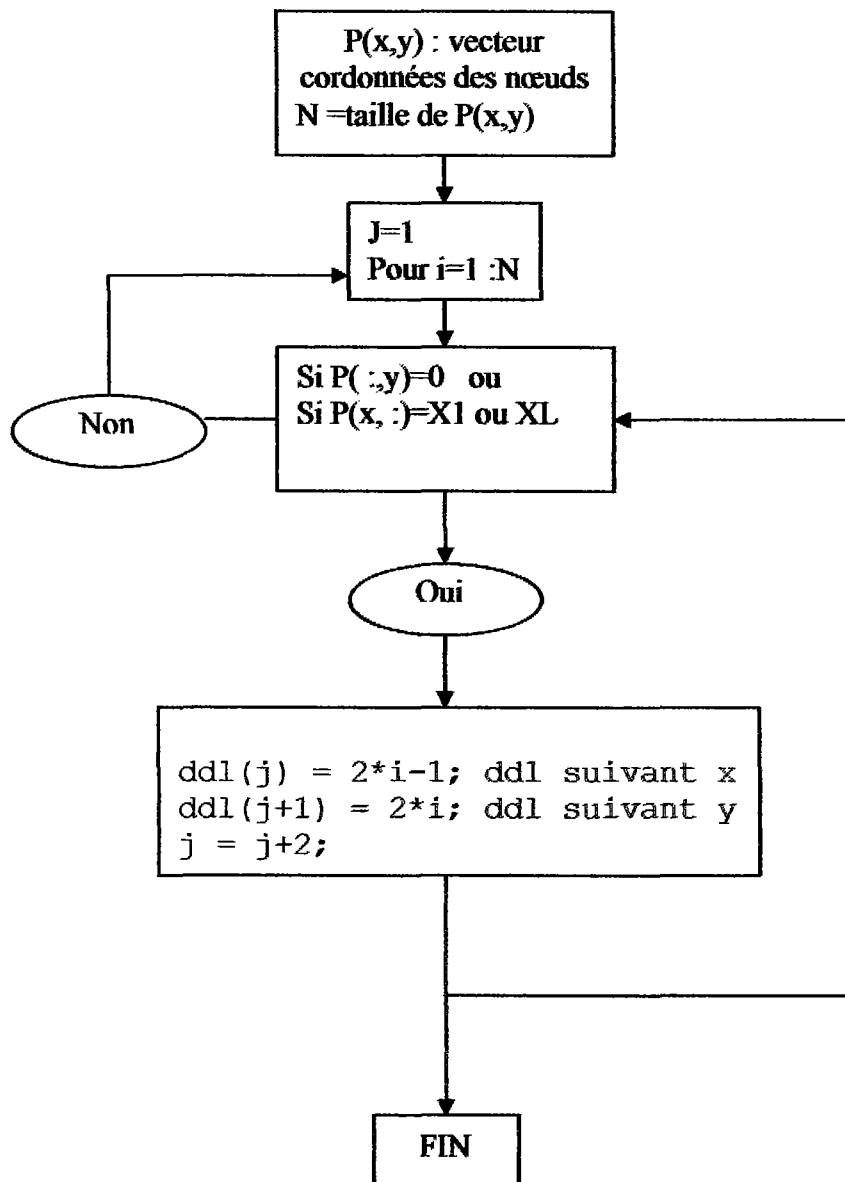
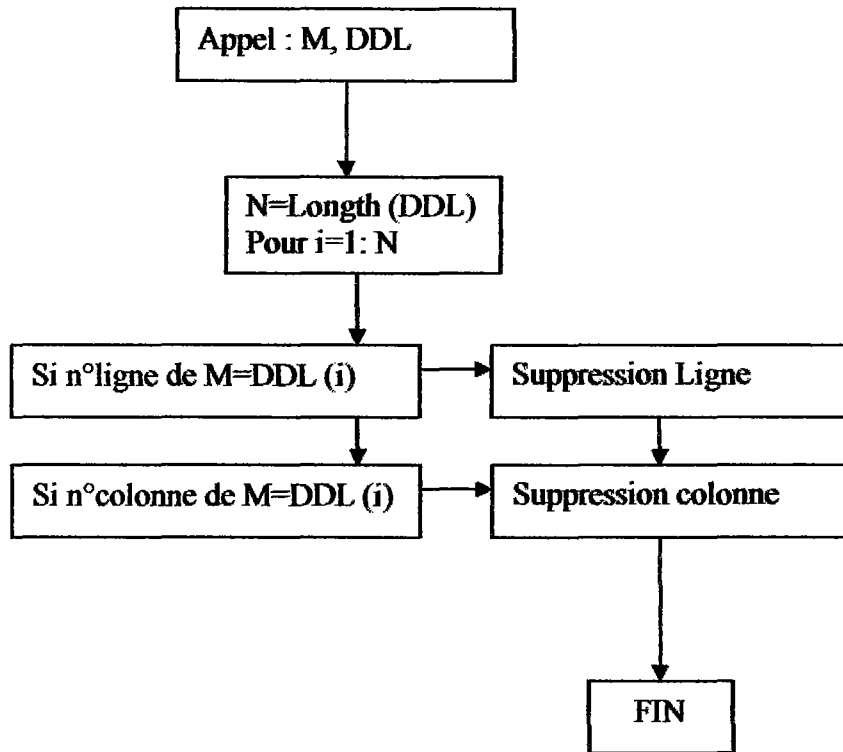


Figure III-4 : Organigramme de la fonction « DDL »

Application des conditions aux limites :

Cette fonction supprime les ddl renvoyé par la fonction DDL des matrices [M] et [K]

Organigramme de la fonction :



FigureIII.5 : Organigramme de la fonction DelDOFs :

Mode propre :

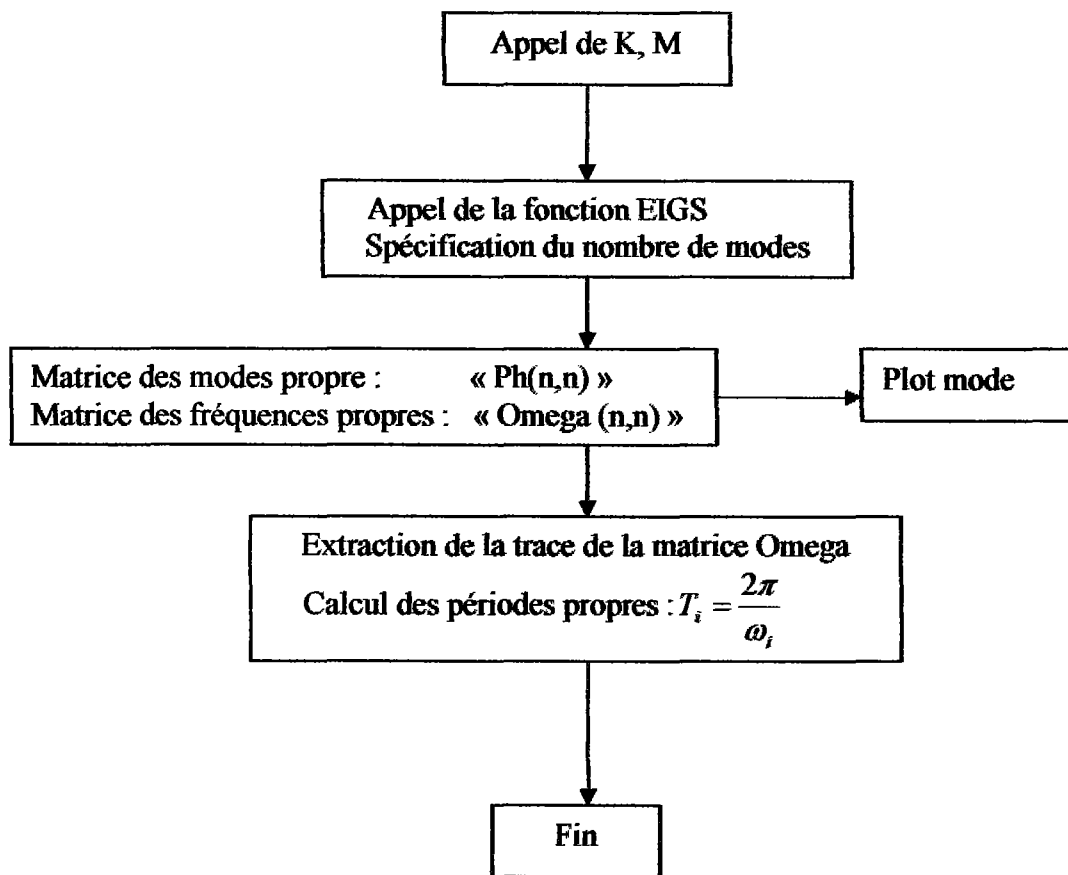


Figure III.5 : Organigramme du calcul des modes propres

Matrice d'amortissement :

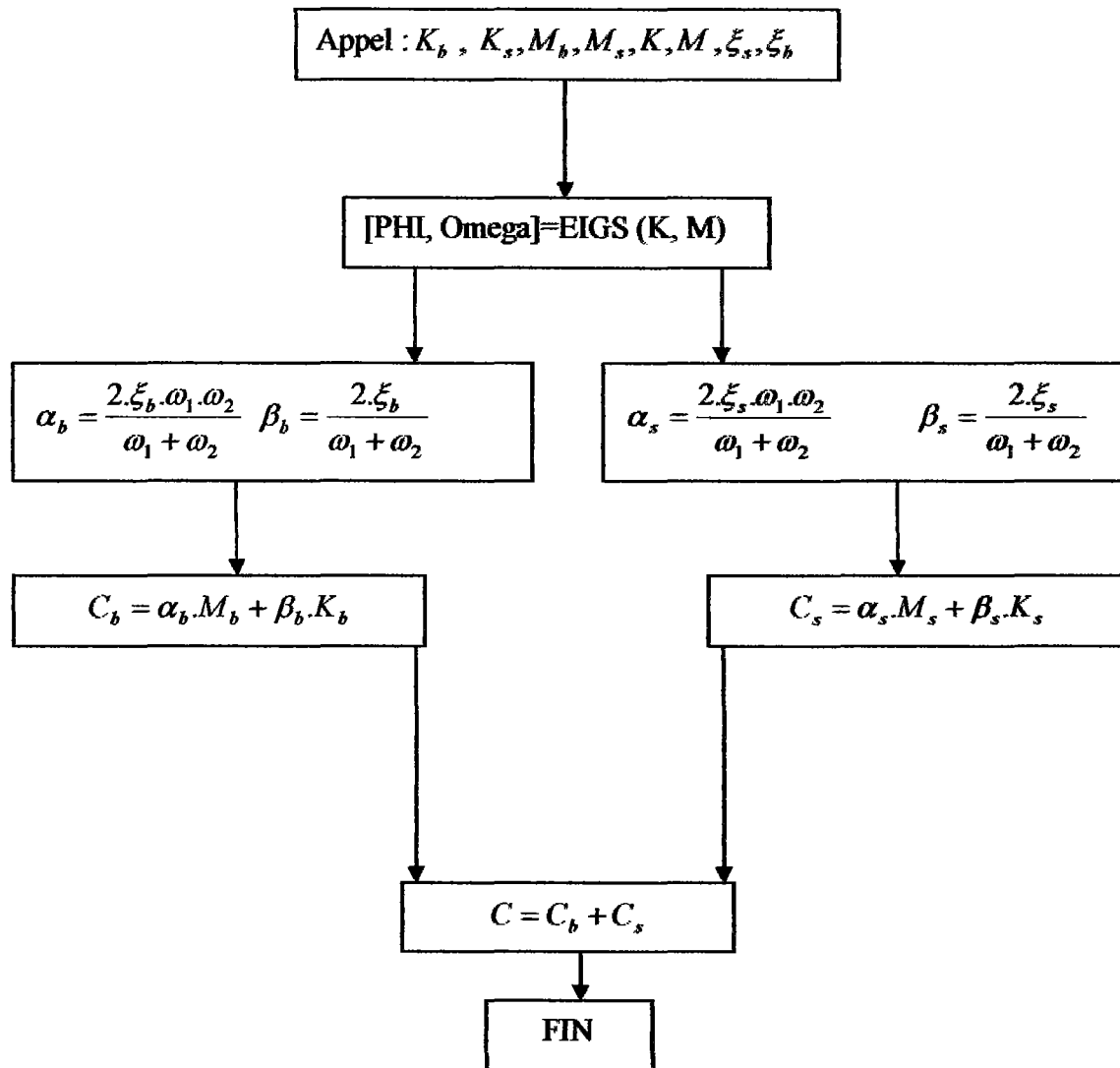


Figure III.6 : Organigramme du calcul de la matrice d'amortissement

Organigramme de la méthode d'intégration pas à pas :

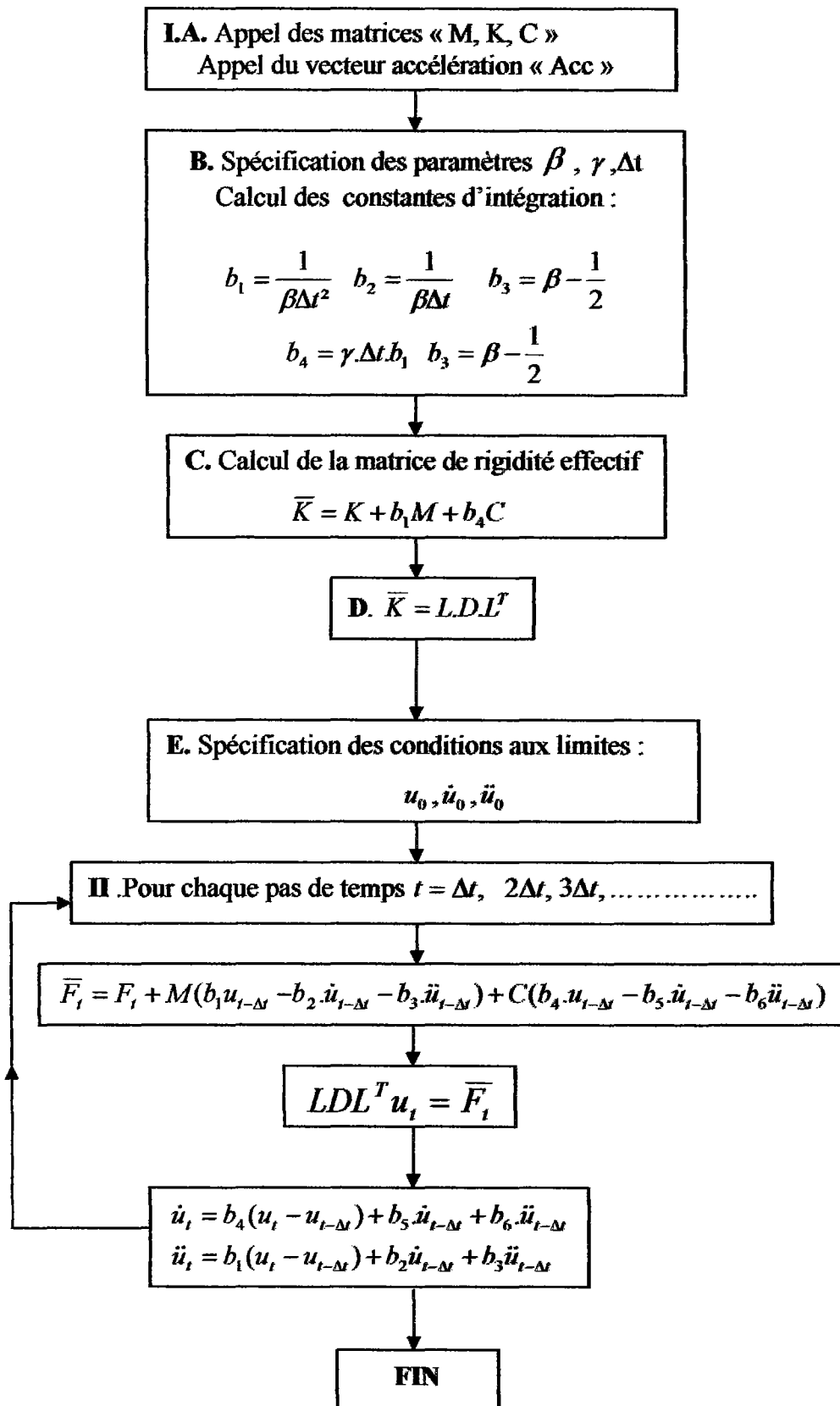
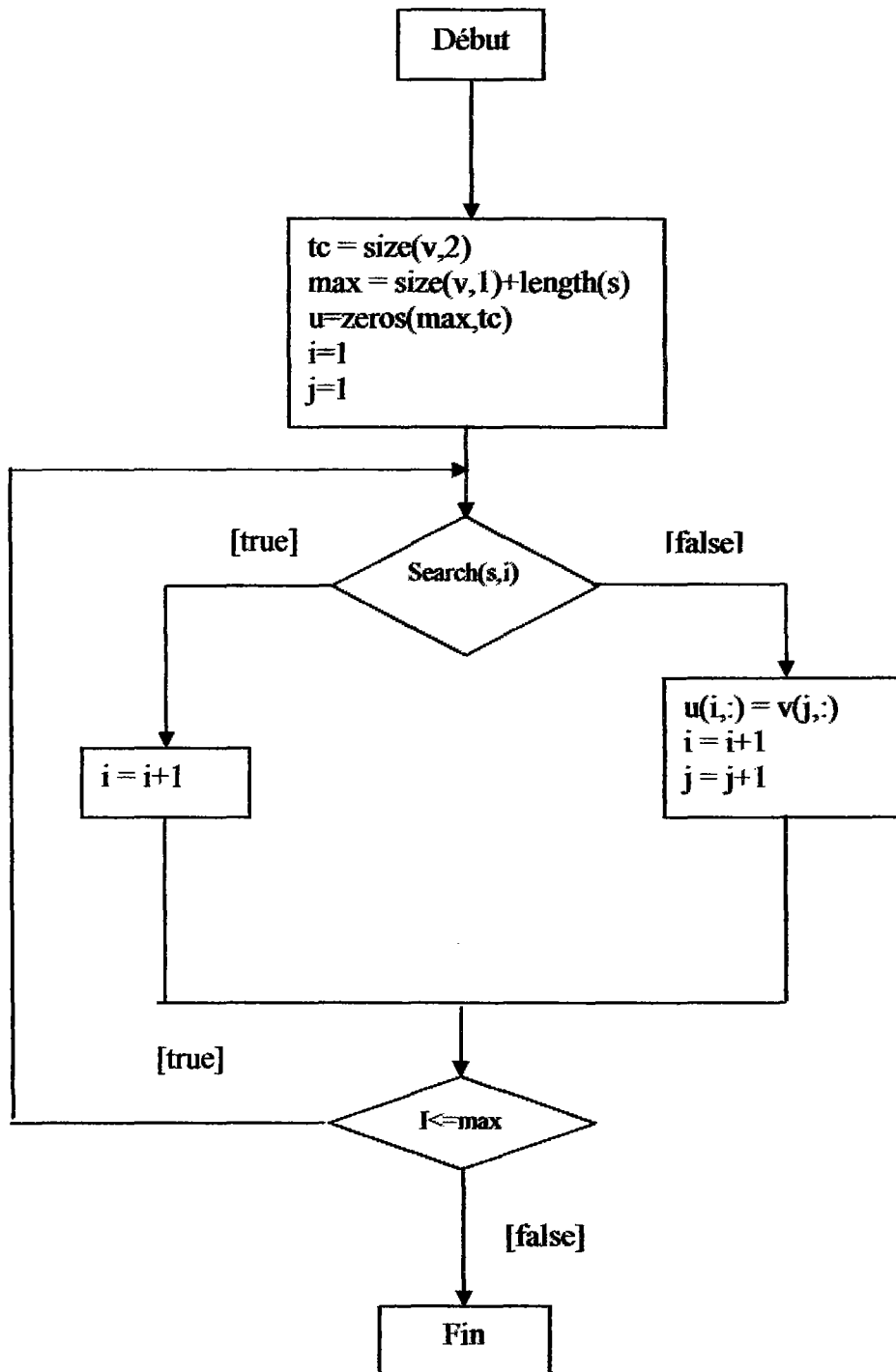


Figure III.7 : Organigramme de la méthode d'intégration pas à pas (β, γ)

Organigramme de la fonction qui affecte des résultats nuls aux nœuds bloqués

V : vecteur source de taille nxm.

S : vecteur des indices où il y aura insertion des zéros.



Size(v,2) : renvoie le nombre de colonne du vecteur v.

Size(v,1) : renvoie le nombre de lignes du vecteur v.

Length(s) : renvoie la taille du vecteur ligne s.

U = Zero(n,m) : déclare un vecteur dont tous les éléments sont nuls.

U(i, :) = v(j, :) : transférer la ligne numéro j du vecteur v vers la ligne numéro i du vecteur u.

CHAPITRE IV

**ANNALYSE DES VIBRATIONS
LIBRES**

Introduction :

L'objet de notre travail, étant l'étude du comportement d'un barrage en terre reposant sur sa fondation, dans le chapitre précédant nous avons un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis, et dans ce qui suit, une étude paramétrique sera effectuée afin de mieux appréhender le comportement dynamique des barrages en terre.

En considérant un barrage rectiligne et suffisamment long, nous traitons des problèmes bidimensionnels (selon une section transversale). deux cas sont examinés : l'un considère un barrage en terre homogène, encasté a sa base, l'autre concerne le même barrage reposant sur une couche de sol au dessus d'un massif rocheux .

Dans ces exemples, les matériaux du barrage, et de la couche du sol sont tous homogènes, isotropes, élastiques linéaires.

IV-1- Fréquences et modes propres de vibration :

La fréquence propre d'un système est définie comme la fréquence à laquelle oscille un système si la fonction forçant est nulle.

Pour un système simple masse ressort, il y a une seule valeur propre, pour les systèmes de masses réparties, un nombre infini de valeurs propre existe.

Les valeurs propres sont connues en tant que racines de polynôme caractéristique, la racine carrée de la valeur propre est appelée fréquence normale de résonance. Il y a également un certain nombre de termes pour décrire les formes des modes de vibration, qu'on désigne par vecteurs propres ou vecteurs caractéristiques.

Résoudre un problème au valeurs propres consiste à déterminer les couples (λ_i, ϕ_i) qui sont solution du problème aux valeurs propres régit par la relation :

$$K\phi = \lambda M \cdot \phi \quad (5.1)$$

Cette équation interprète mathématiquement un problème de vibration de structure tel que :

K : La matrice de rigidité.

ϕ : Les vecteurs des déplacements de la structure définissant les modes propres de celle ci

λ : Les carrées des pulsations propres.

M : La matrice de masse.

IV-2- Propriétés fondamentales des systèmes propres :

IV-2-1 Valeurs propres :

L'équation précédente ne peut avoir de solutions non triviales que si la matrice $(K - \lambda M)$ est singulière c'est-à-dire :

$$\text{Det}(K - \lambda M) = 0. \quad (5.2)$$

Ainsi la recherche des valeurs et vecteurs propres λ_i est identique à la détermination des racines d'un polynôme d'ordre n de λ , appelé polynôme caractéristique. Celui si s'avère impossible dès que n dépasse 4, d'où l'utilisation des méthodes itératives.

IV-2-2 Vecteurs propres :

Les vecteurs propres sont seulement définis par leurs directions dans l'espace à n dimensions considérés.

Cependant les vecteurs propres satisfont la relation d'orthogonalité suivante :

-Orthogonalité vis-à-vis de la matrice K :

$$\phi_i^T K \phi_j = \lambda_i \delta_{ij} \quad (5.3)$$

-Orthogonalité vis-à-vis de la matrice M :

$$\phi_i^T M \phi_j = \delta_{ij} \quad (5.4)$$

IV-3- Méthode de calcul des fréquences et des modes propres :

La connaissance des fréquences et des modes propres de vibration constitue une phase délicate, et souvent la plus coûteuse du processus de l'analyse dynamique de la structure.

Toutes les méthodes de résolution de tel problème sont alors de nature itérative [26], puisque cela revient en principe au calcul des racines d'un polynôme caractéristique du même ordre que le système matriciel et qui est d'ordinaire supérieur à quatre. La difficulté majeure de résolution d'un problème aux modes et fréquences propres réside dans la taille des matrices d'éléments finis correspondantes ; en effet la modélisation par élément finis entraîne couramment un nombre de d.d.l de quelques milliers.

Un certain nombre de méthodes de calcul de valeurs propres ont été mises au point, permettant de résoudre les problèmes de grande taille.

Parmi ces méthodes on peut citer : la méthode de Jacobi la méthode de l'itération polynomiale, la méthode de Muller, la méthode de sous espaces, et la méthode d'Arnoldi utilisé par Matlab (eigs).

La méthode de Jacobi permet de calculer les n valeurs propres et vecteurs propres d'un système de dimension inférieur à 100 dont les matrices doivent être définies positives et symétriques. Son principe est de substituer un vecteur ϕ_1 dans le second membre de l'équation $(K\phi(1/\lambda_1))=M\phi$ et on calcul λ_1 à partir du premier membre si la convergence n'est pas atteinte, on détermine une nouvelle valeur propre en itérant le vecteur calculé de la même manière.

La méthode de sous espace est largement utilisée pour calculer des valeurs propres d'un système de grande dimension. Elle utilise la méthode de Jacobi pour le calcul des valeurs propres et vecteurs propres d'un système de dimension plus réduite.

Méthode de Muller :

Le traitement en éléments finis du problème aux valeurs propres permet l'écriture de l'équation variationnelle sous la forme :

$$(K-\omega_i^2 M) \xi = 0 \quad (5.5)$$

C'est-à-dire sous la forme des problèmes algébriques aux valeurs propres.

Avec :

K : est la matrice de rigidité

M : est la matrice de masse

ω_i : est la pulsation propre, s'exprime en radian par seconde (rad/s)

Le problème admet une solution non triviale si le déterminant du système (5.5) est nul :

$$P(\lambda_i) = \det (D) = 0 \tag{5.2}$$

Avec :

$$D = [K - \lambda_i M] \quad \text{Ou : } \lambda_i = \omega_i^2$$

λ_i : est la valeur propre associée au vecteur propre x_i

Les racines de l'équation (5.2) sont déterminées en utilisant la méthode de Muller, ou celle d'Arnoldi « eigs », basées sur les méthodes itératives [20,26].

L'avantage de la méthode de Muller est la possibilité de déterminer le nombre nécessaire de fréquences sans déterminer les coefficients du polynôme caractéristique sous forme explicite. Donc, il suffit de calculer le polynôme pour des valeurs λ_i fixes.

La première étape est de décomposer la matrice D en produit de deux matrices triangulaires par l'algorithme de Cholesky [24].

$$D = \bar{D}^T \bar{D}$$

\bar{D}^T et \bar{D} sont respectivement des matrices triangulaire inférieure et supérieure.

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} \bar{d}_{11} & \bar{d}_{12} & \dots & \bar{d}_{1n} \\ 0 & \bar{d}_{22} & \dots & \bar{d}_{2n} \\ 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 \dots \bar{d}_{mm} \end{bmatrix} ; \quad \bar{D}^T = \begin{bmatrix} \bar{d}_{11} & 0 & \dots & 0 \\ \bar{d}_{21} & \bar{d}_{22} & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & 0 \\ \bar{d}_{n1} & \bar{d}_{n2} & \dots & \bar{d}_{nm} \end{bmatrix}$$

Avec :

$$\bar{d}_{11} = \sqrt{d_{11}}; \quad \bar{d}_{ij} = \frac{d_{ij}}{d_{11}} ; \quad \bar{d}_{ii} = \sqrt{d_{ii} - \sum_{e=1}^{i-1} d_{ie}^2} \quad i > 1$$

$$\bar{d}_{ij} = \frac{1}{d_{ii}} \left(d_{ij} - \sum_{e=1}^{i-1} d_{ie} d_{ej} \right) ; \quad i)j$$

Le déterminant de la matrices D est déterminé comme suit :

$$\det(D) = \prod_{i=1}^n \overline{d_{ii}^2}$$

Pour les trois valeurs arbitraires λ_0 , λ_1 et λ_2 , on calcule les valeurs du polynôme caractéristique $P(\lambda_i)$:

$$\begin{cases} t_0 = P(\lambda_0) \\ t_1 = P(\lambda_1) \\ t_2 = P(\lambda_2) \end{cases} \quad (5.6)$$

On construit un système de fonction d'interpolations de second ordre :

$$\begin{cases} b_0 \lambda_0^2 + b_1 \lambda_0 + b_2 = t_0 \\ b_0 \lambda_1^2 + b_1 \lambda_1 + b_2 = t_1 \\ b_0 \lambda_2^2 + b_1 \lambda_2 + b_2 = t_2 \end{cases} \quad (5.7)$$

En résolvant le système (5.7), on obtient les coefficients b_0 , b_1 et b_2

On construit l'équation d'interpolation suivante :

$$b_0 \lambda^2 + b_1 \lambda + b_2 = 0 \quad (5.8)$$

les racines de l'équation (5.8), dont la valeur absolue est proche de λ_2 est prise pour valeur approchée suivante et toute la procédure se fait pour les valeurs λ_1 , λ_2 , λ_3 , on obtient λ_4 , etc.

Le critère d'arrêt du processus itératif est la vérification de la condition suivante : [28]

$$\left| \frac{\lambda_m - \lambda_{m-1}}{\lambda_m} \right| < \varepsilon \quad (5.9)$$

ε : précision de convergence.

Si $\lambda_0 = -1$, $\lambda_1 = 0$, $\lambda_2 = 1$ la suite $\{\lambda_m\}$ converge vers la racine minimale de l'équation (5.1).

Après le calcul de la première valeur propre $\lambda = \lambda_1$, le polynôme caractéristique est réécrit sous la forme suivante :

$$P(\lambda) = \frac{1}{\lambda - \lambda_1} |K - \lambda M|$$

En suite, la racine du nouveau polynôme caractéristique est calculé par l'algorithme donné précédemment pour les mêmes valeurs λ_0 , λ_1 et λ_2

Notons que, si les matrices K et M sont symétriques à coefficients réels, il en résulte que toutes les valeurs propres du système sont réelles. Si le système comporte N degrés de

libertés (d.d.1), il existe N valeur propres réelles, dont seul un petit nombre n à un sens physique, Les $N-n$ autres ne sont que des valeurs numériques.

Une fois que le mode fondamental est déterminé, celui-ci est généralement éliminé à partir des équation gouvernantes du problème aux valeur propres par le processus de déflation.

L'utilisation de cette contrainte nodale dans les équations gouvernantes du mouvement permet de réduire la taille du système d'équation matricielle de N à $N-1$. dans le système d'équation ainsi réduite, le deuxième mode devient dominant et peut être calculé de la même manière que le premier. Cette séquence d'itération, est répétée à fin d'extraire le nombre de modes utiles. Toutefois, à fin de préserver la précision dans chaque itération, il es nécessaire d'orthogonaliser par rapport à la matrice M chaque nouveau vecteur propre avec ceux déterminés précédemment.

L'orthogonalité des vecteur propres x_1 et x_2 est exprimée par rapport à la matrice masse M .

L'organigramme détaille de la méthode est donné en annexes.

A cet effet on se propose d'étudier un barrage en terre, dont les caractéristiques sont représentées sur la figure suivante :

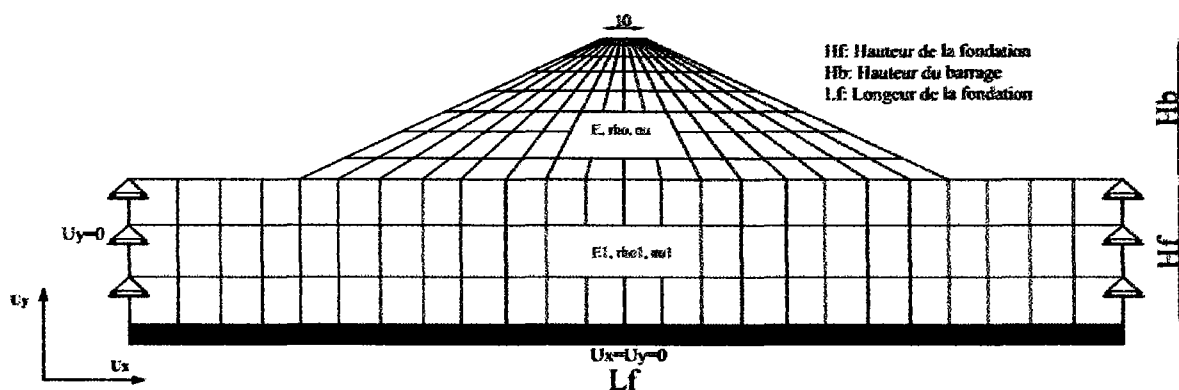


Figure IV-1- Représentation du système barrage fondation

Les caractéristiques mécaniques requises pour l'analyse, sont la masse volumique ρ_b (kg/m^3), le coefficient de Poisson ν et le module d'élasticité E . Les limites et les dimensions géométriques du barrage sont données dans le tableau.

$\rho_b (kg/m^3)$	ν	E(Mpa)	H(m)	$L_c (m)$	$L_f (m)$
1900	0.3	5000	35	10	165

Tableau IV-1- Caractéristique mécaniques et géométriques du barrage

IV-4- Analyse du barrage :

IV-4-1 Système Barrage seul :

1.1) Discrétisation géométrique ou maillage :

Le barrage est subdivisé en éléments quadratique isoparametriques à quatre nœuds avec deux degrés de liberté (2 d.d.l) u et v par nœud, telle que montrer sur la figure suivante

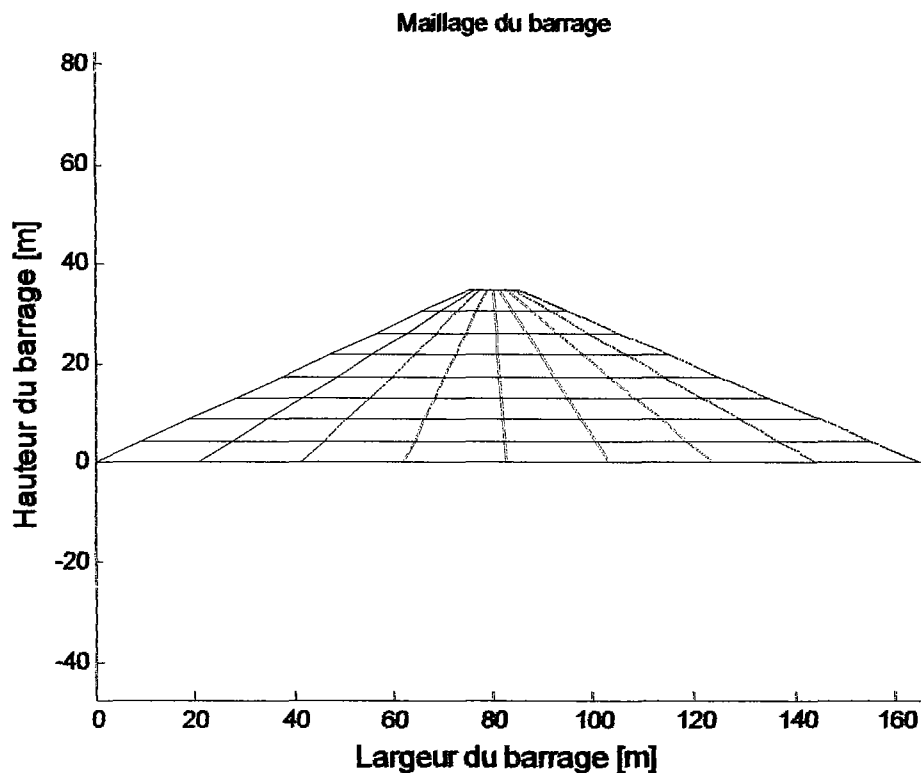


Figure IV-2 : Maillage du barrage par des éléments quadratiques

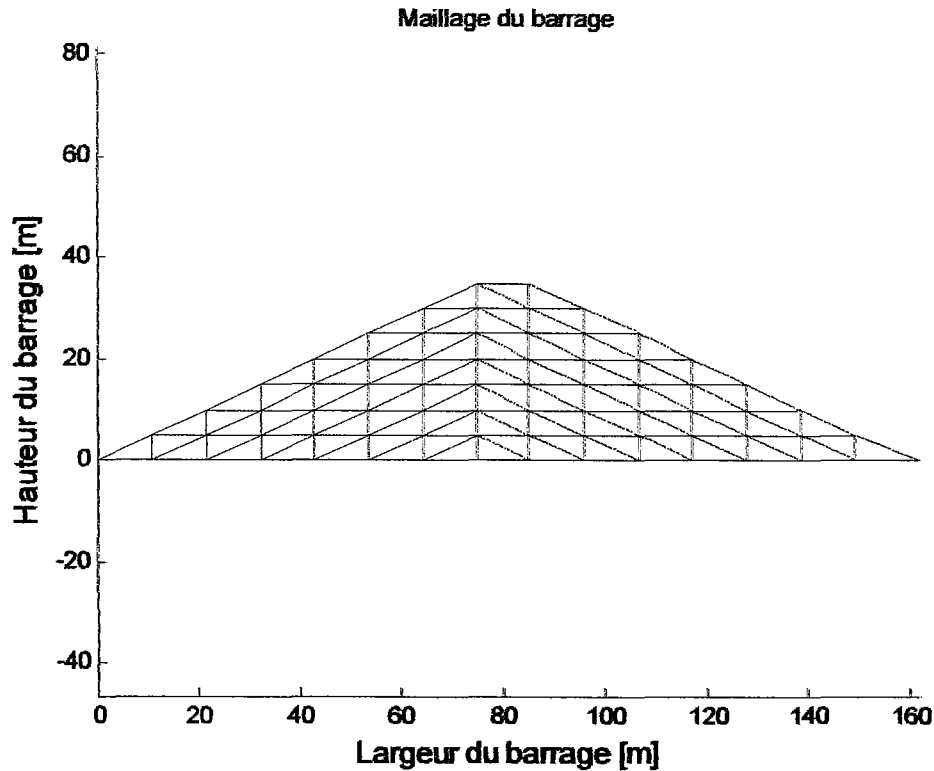


Figure IV-3 : Maillage du barrage par des éléments triangulaires

1.2) Analyse des vibrations libres :

La réponse dynamique la plus simple d'un système à plusieurs degrés de liberté se produit lorsque le système est en vibrations libres. Ces dernières sont le résultat uniquement des conditions initiales (déplacement ou vitesse) sans excitation dynamique externe. La réponse en vibration libre est très importante pour déterminer les caractéristiques fondamentales du système qui sont les périodes naturelles des modes de vibration.

Le comportement en vibration libre d'un système à plusieurs degrés de liberté (cas du barrage) est déterminé à partir de la résolution du problème aux valeurs propres de l'équation du mouvement de la structure sans la prise en compte des termes d'amortissement et de chargement.

En supposant les déplacements de la structure harmoniques d'amplitude ω et exprimés par :

$$U = \Phi e^{i\omega t}; i^2 = -1 \quad (5.5)$$

L'équation en vibrations libres du barrage s'écrit :

$$K_s \phi - w^2 M_s \phi = 0 \tag{5.6}$$

La solution de cette équation constitue l'ensemble des vecteurs propres ϕ_i représentant chacun une configuration géométrique du barrage et vibrant avec une amplitude ω_i . Néanmoins, comme dans la plus part des cas d'études, les résultats sont exprimés et discutés en termes de périodes propres correspondantes $T_i = \frac{w_i}{2\pi}$

Dans le but de déterminer l'influence de la discrétisation, une étude du maillage optimum est effectuée sur le modèle d'éléments finis du barrage. Les résultats les plus intéressants obtenus pour les périodes des cinq premiers modes de vibration du barrage, sont reportés dans le tableau qui suit.

Dans ce cas on a effectué quatre maillage différent du barrage ; les résultats concernant Les périodes propres correspondantes sont récapitulées dans le tableau suivant :

modes	Eléments	37	143	576	2304
	Noeuds	49	169	625	2401
1		0.258	0.257	0.257	0.257
2		0.243	0.242	0.242	0.242
3		0.165	0.166	0.165	0.165
4		0.161	0.158	0.157	0.157
5		0.139	0.137	0.136	0.136

Tableau IV-2 : Périodes propres (sec) en fonction du maillage

A partir du tableau, on tire les remarques suivantes :

- la différence entre les périodes calculés en raffinant le maillage, reste négligeable.
- D'autre part, les résultats permettent d'affirmer qu'un maillage constitué de $N_e = 576$ éléments, et de $N_n = 625$ noeuds, est suffisant pour la modélisation du barrage
- On note que la valeur de la période propre fondamentale n'est pratiquement pas sensible au raffinement du maillage. La sensibilité est d'autant plus importante que l'on considère les périodes des modes supérieurs.

- Dans le cas d'une discrétisation par des éléments triangulaire, le temps d'exécution devient très long, ce si est due au nombre d'éléments qui est plus important que dans le cas d'une discrétisation par des éléments quadratique.
- Selon les deux types de modélisation des effets d'inertie de la structure ; par un système de masses concentrées et par un système de masses réparties. Le modèle consiste en un assemblage d'éléments quadrilatéraux linéaires isoparamétriques (Q4) avec un Nombre d'élément de 576 et 625 nœuds.

Modes	Masses réparties	Masses concentrées
1	0.258	0.257
2	0.243	0.243
3	0.165	0.164
4	0.161	0.162
5	0.139	0.138

Tableau : IV-3 : Périodes propres (sec) du barrage

On note immédiatement, à partir de ce tableau, que quelque soit le modèle de masse Adopté pour la représentation des effets d'inertie de la structure les valeurs des périodes sont les mêmes. Ainsi, pour tirer profit des avantages que présente la structure diagonale de la matrice masse résultante, la modélisation du barrage par un système de masses concentrées sera choisie.

1.3) Les modes de vibrations du barrage :

Mode de déformation 1

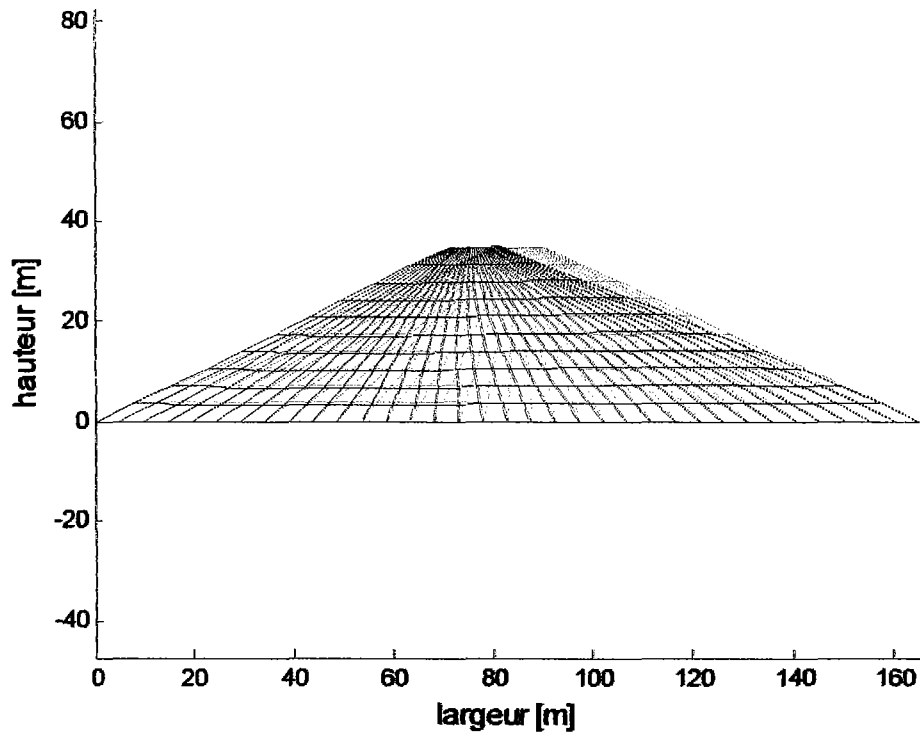


Figure IV-4 : Premier mode de vibration (Barrage seul)

Mode de déformation 2

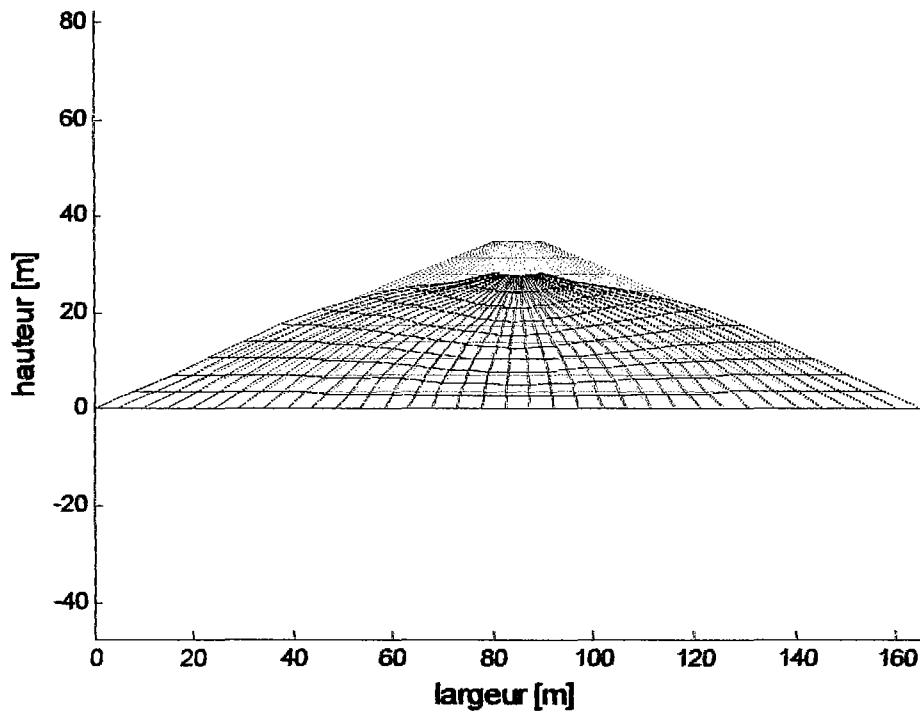


Figure IV-5 : Deuxième mode de vibration (Barrage seul)

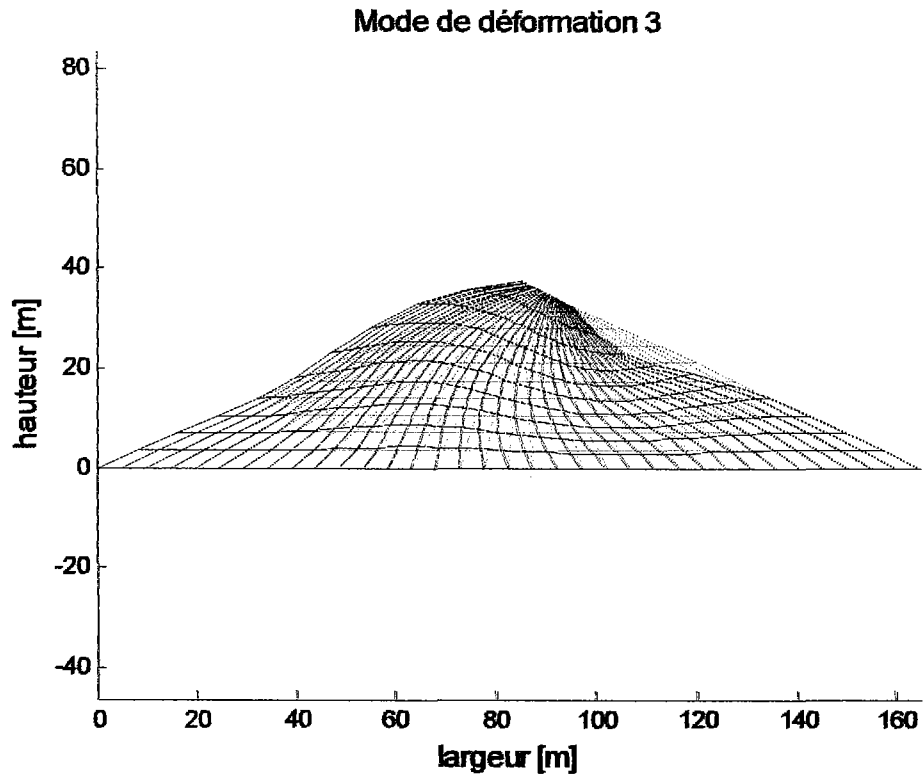


Figure IV-6 : Troisième mode de vibration (Barrage seul)

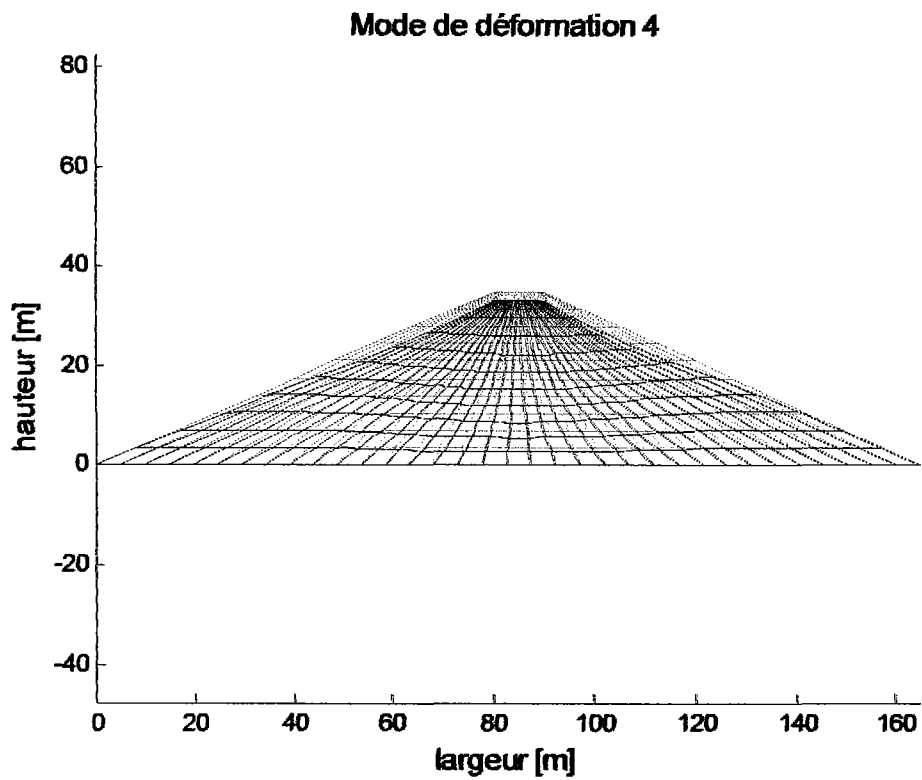


Figure IV-7 : Quatrième mode de vibration (Barrage seul)

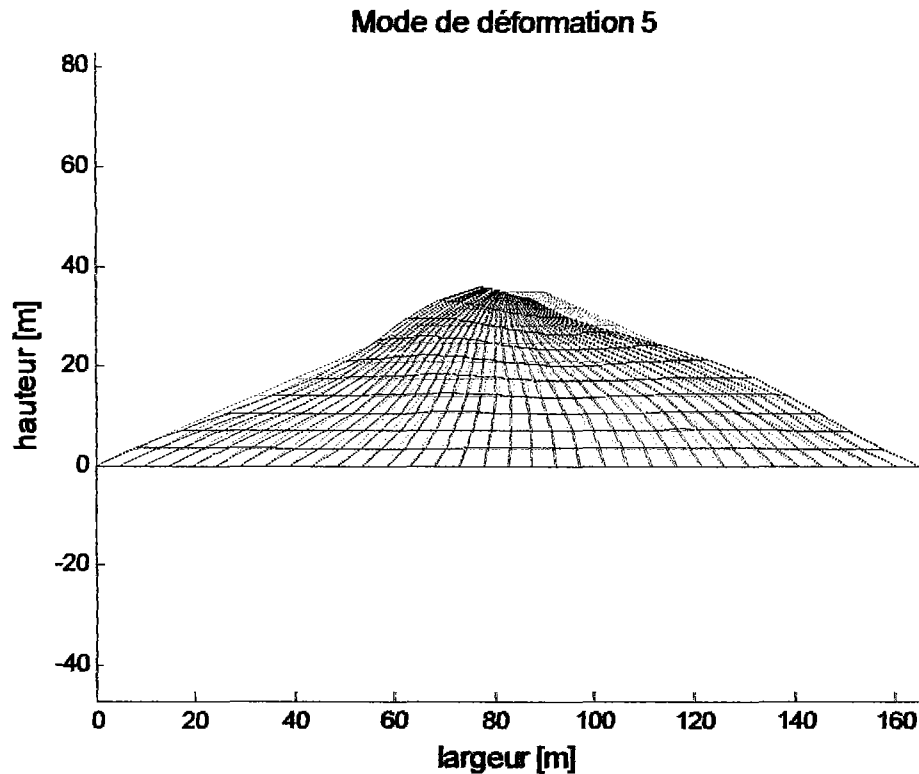


Figure IV-8 : Cinquième mode de vibration (Barrage seul)

1.4) Périodes de vibration en fonction de la rigidité du barrage :

En réalité le module d'élasticité des barrages en terre varie, d'un ouvrage à un autre, et il on résultats aussi, que ce paramètre varie au sein du même barrage. Sa valeur est maximale au centre, et faible sur les parois inclinées.

Dans ce qui suis on vas observer les périodes de vibration du barrage, en fonction de sont module d'élasticité

mode	$E=35^E6$	$E=10^E6$	$E=1^E6$	$E=2^E5$
1	0.040	0.081	0.258	0.563
2	0.039	0.074	0.243	0.515
3	0.026	0.053	0.165	0.324
4	0.025	0.049	0.161	0.275
5	0.023	0.041	0.139	0.261

Tableau IV-4 : Périodes de vibration en fonction du module d'élasticité du barrage

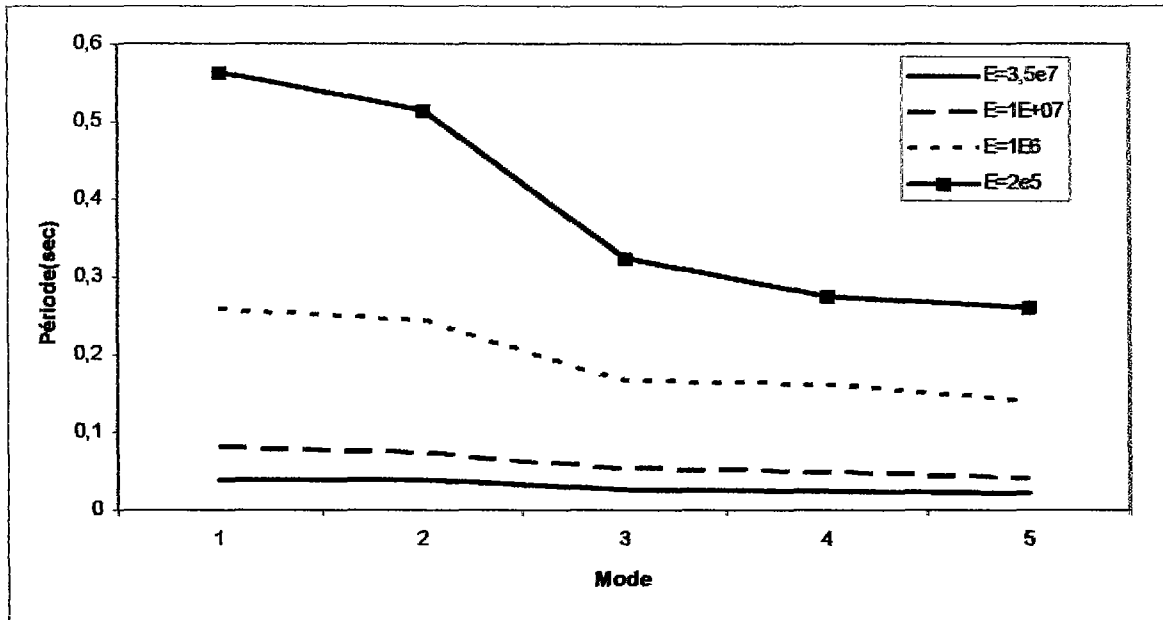


Figure IV-9 : Périodes de vibration en fonction du module d'élasticité du barrage

L'augmentation du module d'élasticité du barrage, conduit à une réduction des périodes de vibration du barrage, et cette réduction est plus importante pour le mode fondamentale par rapport aux modes supérieurs. Ce si est vrai, puisque on trouve généralement que les ouvrages rigide possède une période de vibration faible.

IV-4-2 Système barrage fondation :

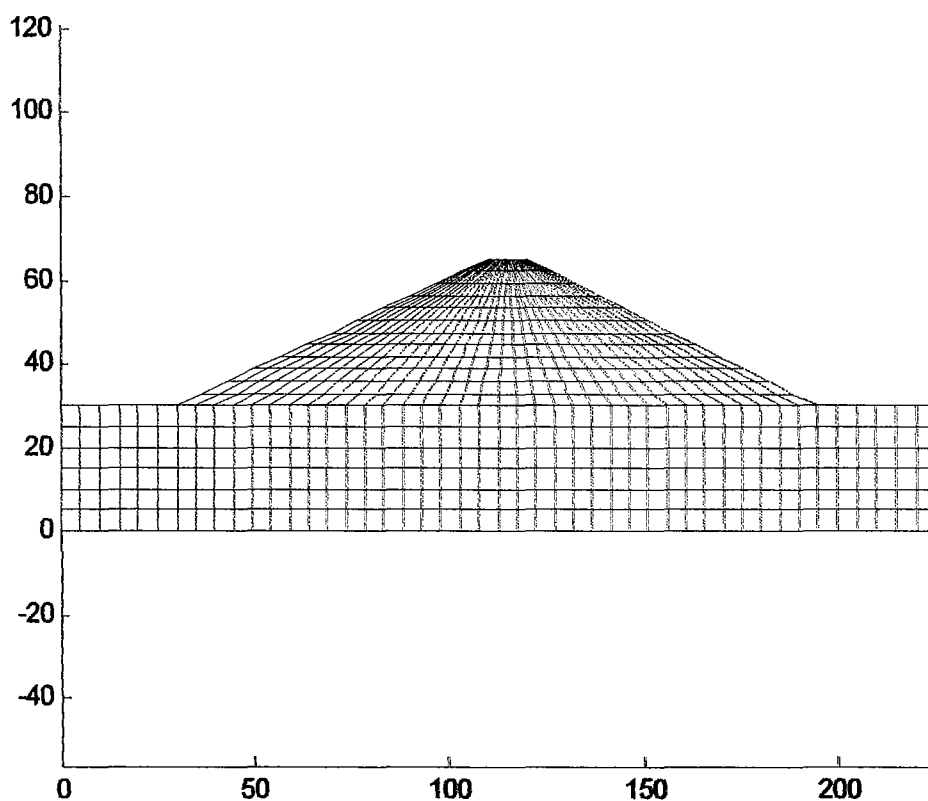


Figure IV-10 : Discretisation du système barrage fondation

En général, un barrage devrait être construit sur une fondation suffisamment solide, pour que les tassements immédiat et différé soient inférieurs, à des seuils prédéfinis assez faible.

Dans un grand nombre de cas en pratique, le creusement et l'enlèvement de couches sédimentaires compressibles sont effectués jusqu'au massif rocheux sain sous jacent pour toute la section de la fondation du barrage. Cependant sur beaucoup de sites, le remplissage sédimentaire est tellement profond que l'excavation jusqu'au massif rocheux est économiquement impossible. Dans ce cas, le barrage n'est pas construit sur l'affleurement rocheux, mais sur une couche de sol de bonne qualité.

Le système barrage fondation, sera analysé avec différentes dimensions de la fondation pour voir l'influence de celle si sur les résultats de calcul.

Le tableau si dessous résume les résultats obtenus :

2.1) Cas d'une fondation avec masse :

Modes	Barrage encastré	Hauteur (m)	10	30	50	100
		Largeur (m)	165	215	255	355
1	0.258		0.328	0.400	0.536	0.610
2	0.243		0.310	0.370	0.512	0.561
3	0.165		0.210	0.256	0.348	0.421
4	0.161		0.206	0.251	0.341	0.363
5	0.139		0.177	0.216	0.295	0.319

Tableau IV-5 : Périodes propres (sec) en fonction des dimensions de la fondation

2.2) Cas d'une fondation sans masse :

Modes	Barrage encastré	Hauteur (m)	10	30	50	100
		Largeur (m)	165	215	255	355
1	0.258		0.326	0.381	0.517	0.548
2	0.243		0.297	0.361	0.424	0.512
3	0.165		0.194	0.245	0.301	0.315
4	0.161		0.191	0.198	0.234	0.302
5	0.139		0.149	0.142	0.203	0.257

Tableau IV-5 : Périodes propres (sec) en fonction des dimensions de la fondation

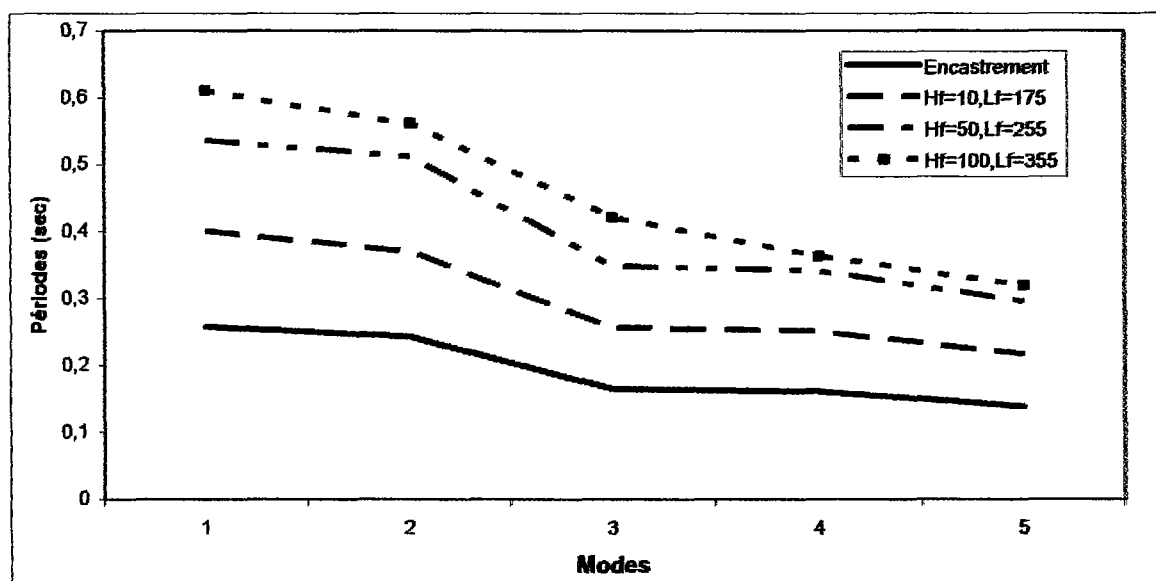


Figure IV-11 : Périodes propres (sec) en fonction des dimensions de la fondation

Les résultats du tableau V.6 montre que la prise en compte de la fondation dans le modèle, a pour effet principal, l'allongement des périodes de vibration, pour des dimensions moyennes de la fondation. Cet allongement est plus important pour des dimensions plus grandes.

Le cas d'une fondation sans masse présente des périodes de vibration du barrage inférieur, au cas d'une fondation avec masse, on peut déduire de cela que la masse de la fondation a tendance accroître la rigidité du système.

2.3) Analyse du système avec différentes conditions de sites :

Dans le but de quantifier l'effet de l'interaction barrage fondation sur les caractéristiques de vibrations libres, et sur les réponses temporelles du barrage, diverses conditions du site sont prises en considération, le tableau suivant résume les résultats :

Mode	Barrage	$E_b = E_f$	$E_b = 4E_f$	$E_b = 8E_f$	$E_f = 4E_b$	$E_f = 8E_b$	$E_f = 16E_b$
1	0.081	0.287	1.801	2.551	0.147	0.109	0.092
2	0.077	0.273	1.672	2.361	0.143	0.108	0.090
3	0.052	0.198	1.171	1.668	0.100	0.075	0.085
4	0.051	0.178	0.981	1.387	0.093	0.072	0.081
5	0.051	0.168	0.950	1.274	0.090	0.071	0.08

Tableau IV-6 : Périodes propres (sec) en fonction du module d'élasticité du sol

Les résultats du tableau IV-6 sont représentés sous forme de courbes comme suite :

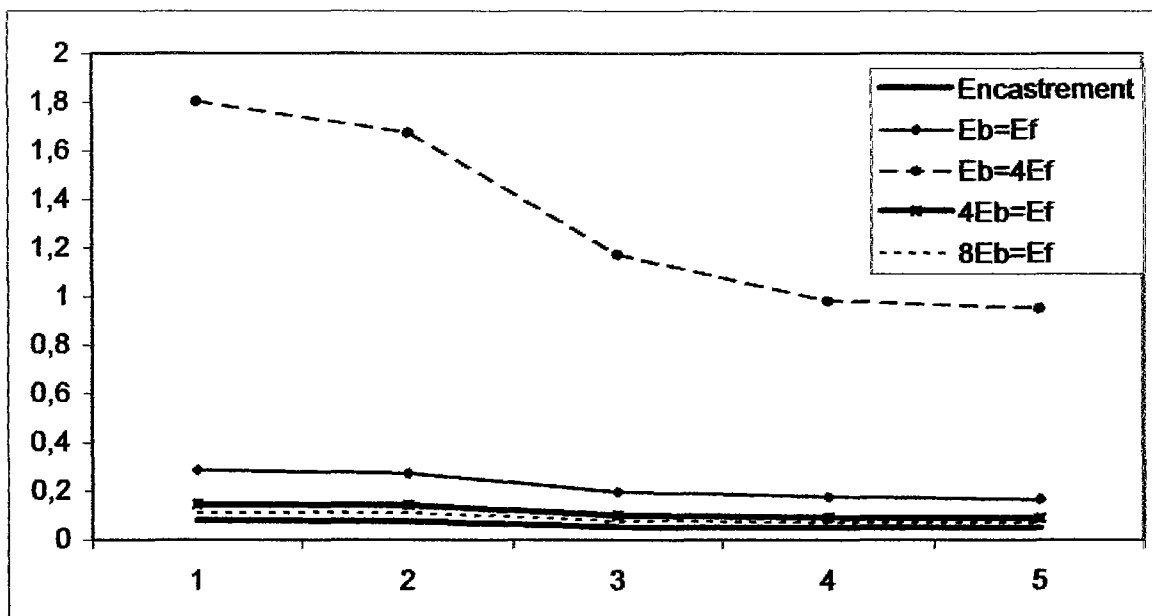


Figure : IV-12 : Périodes propres (sec) en fonction du module d'élasticité du sol

- Les périodes propres du barrage fondé sur un sol flexible sont nettement supérieures à celles obtenues pour le cas d'un sol rigide.
- Avec l'augmentation de la rigidité du sol de fondation les périodes de vibrations convergent vers les périodes propres du cas d'un barrage considéré encastéré à sa base.

2.4) Les modes de vibration du système barrage fondation :

- **Cas d'une fondation rigide avec masse :**

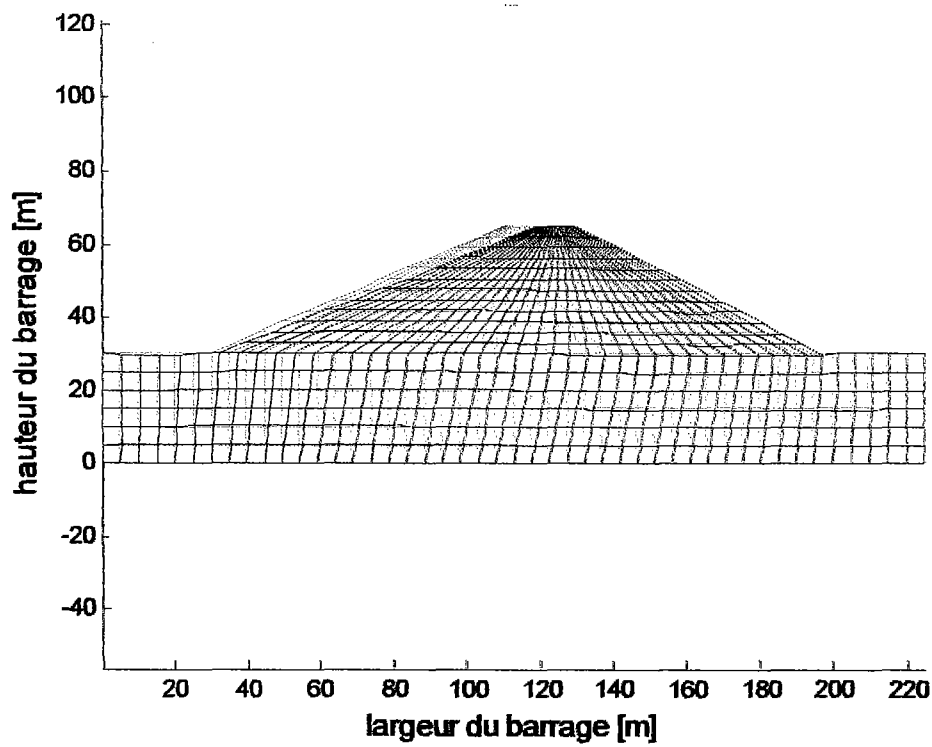


Figure IV-13 : Premier mode de vibration (Barrage fondation rigide)

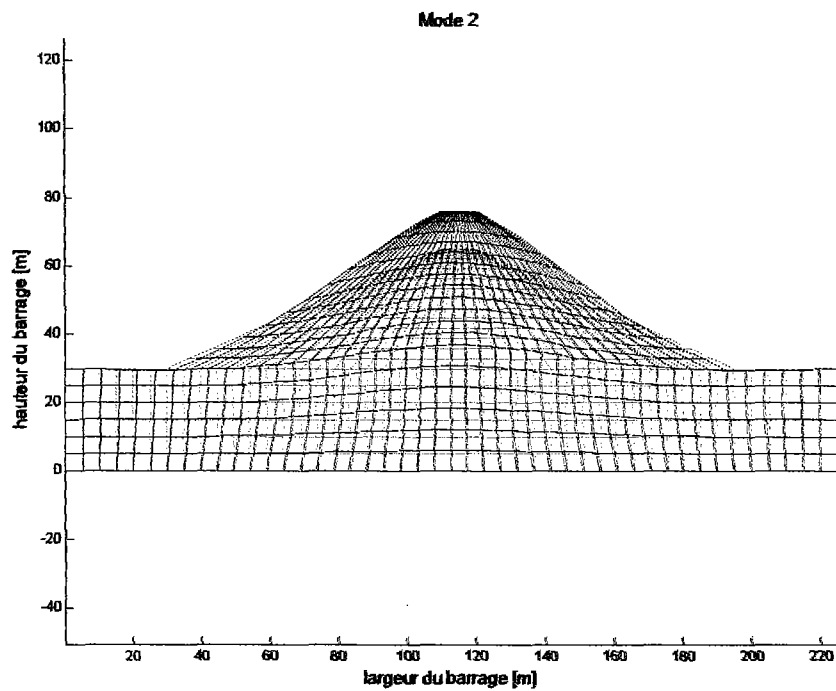


Figure IV-14 : Deuxième mode de vibration (Barrage fondation rigide)

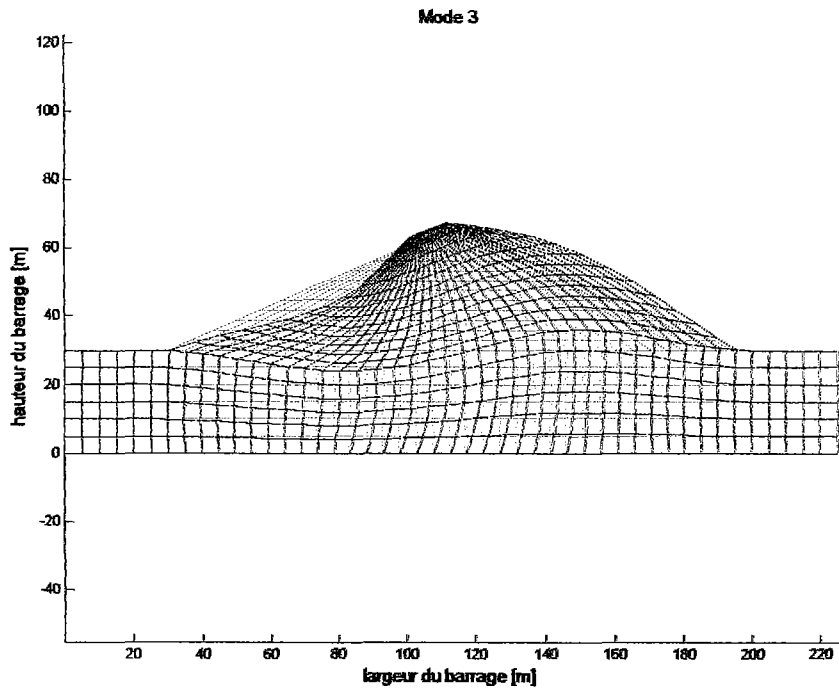


Figure IV-15 : Troisième mode de vibration (Barrage fondation rigide)

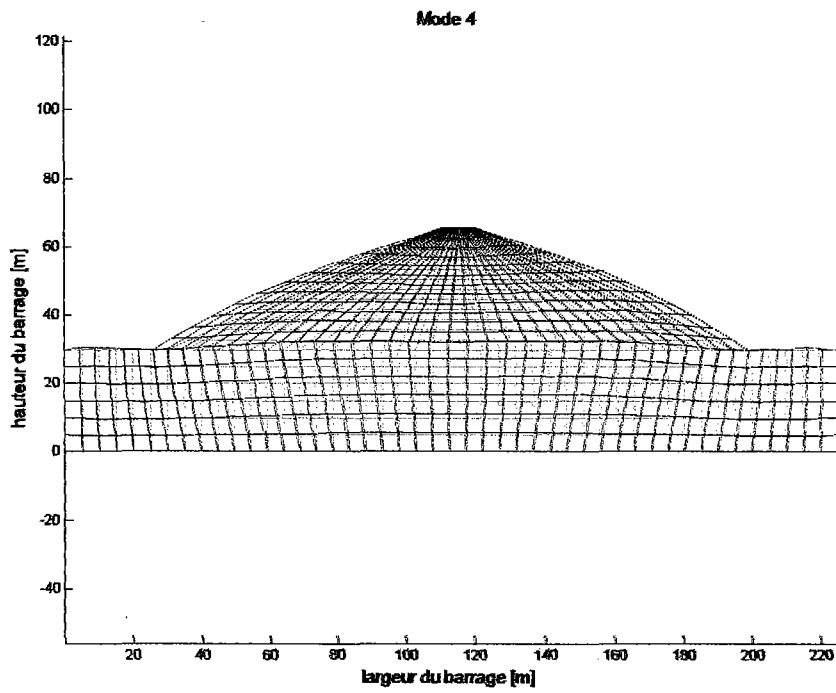


Figure IV-16 : Quatrième mode de vibration (Barrage fondation rigide)

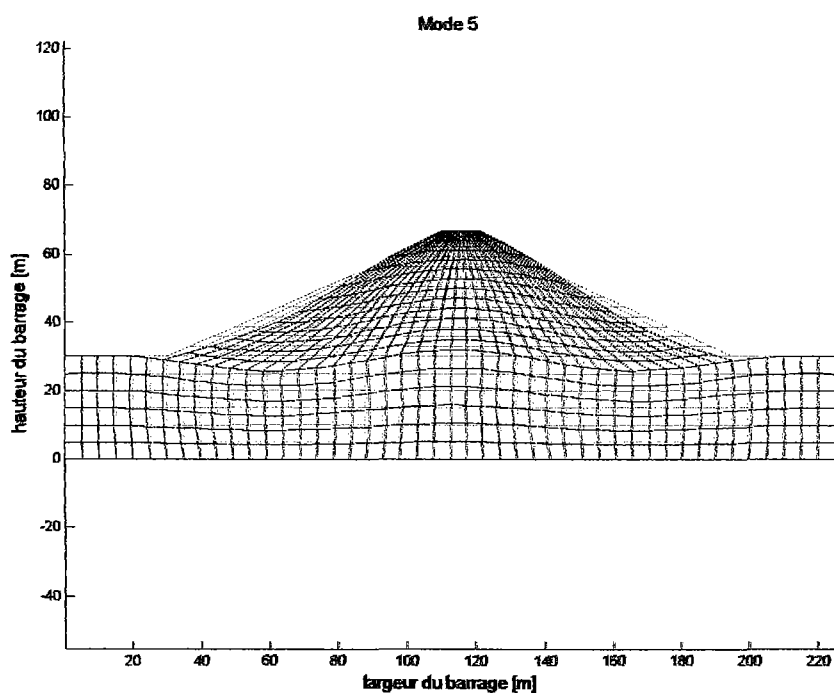


Figure IV-17 : Cinquième mode de vibration (Barrage fondation rigide)

On remarque en comparant les modes de déformations du barrage encastré à celui avec fondation que :

-les déformés sont légèrement similaires, comparées à celles d'un barrage encastré à sa base, mais la différence devient visible au-delà du 3ème mode de vibration, ce qui montre que la réponse du barrage est affectée par la présence de la fondation.

- **Cas d'une fondation flexible avec masse :**

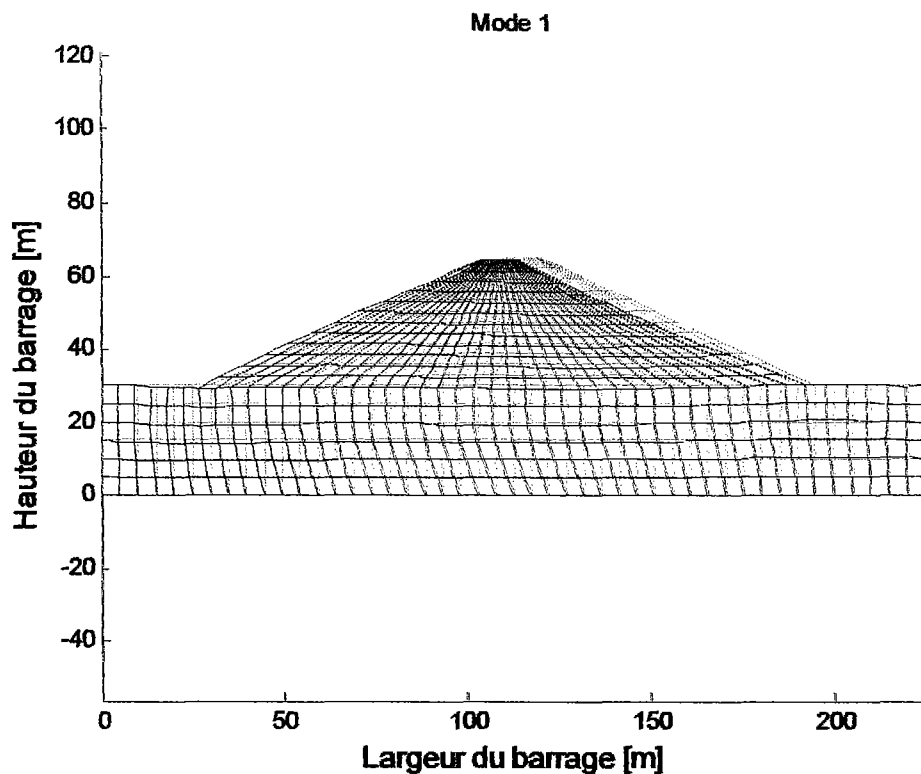


Figure IV-18 : Premier mode de vibration (Barrage fondation Flexible)

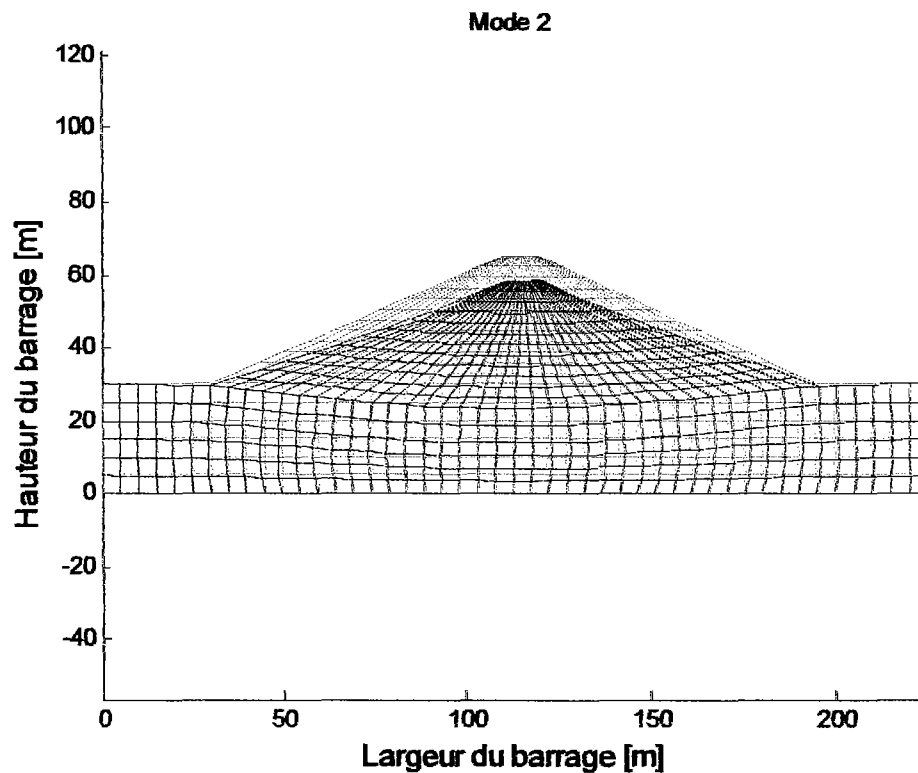


Figure IV-19 : Deuxième mode de vibration (Barrage fondation Flexible)

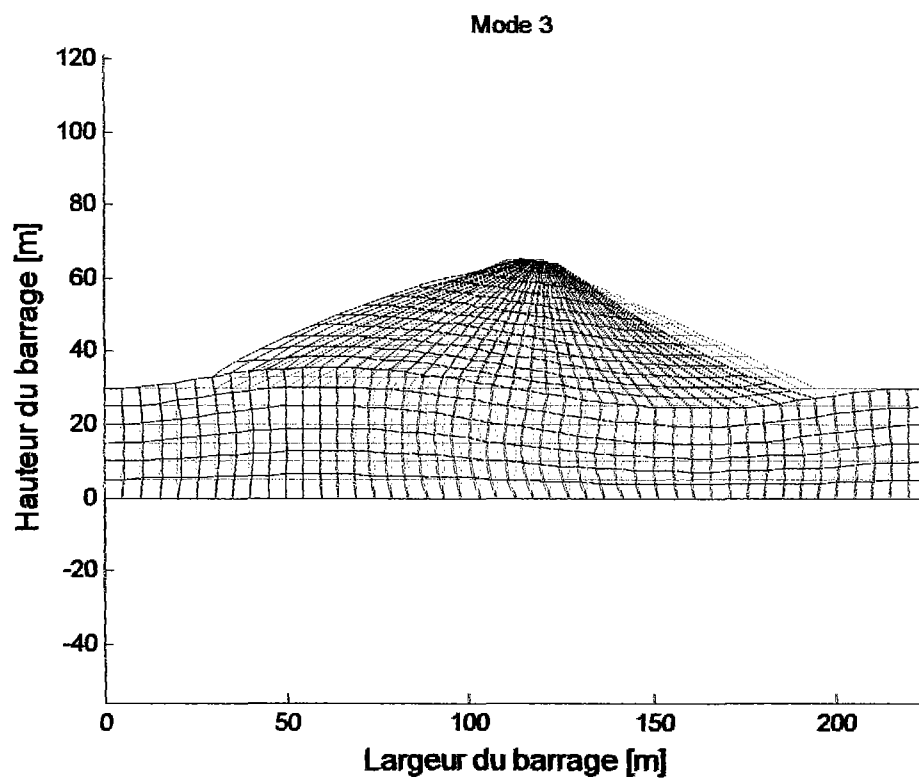


Figure IV-20 : Troisième mode de vibration (Barrage fondation Flexible)

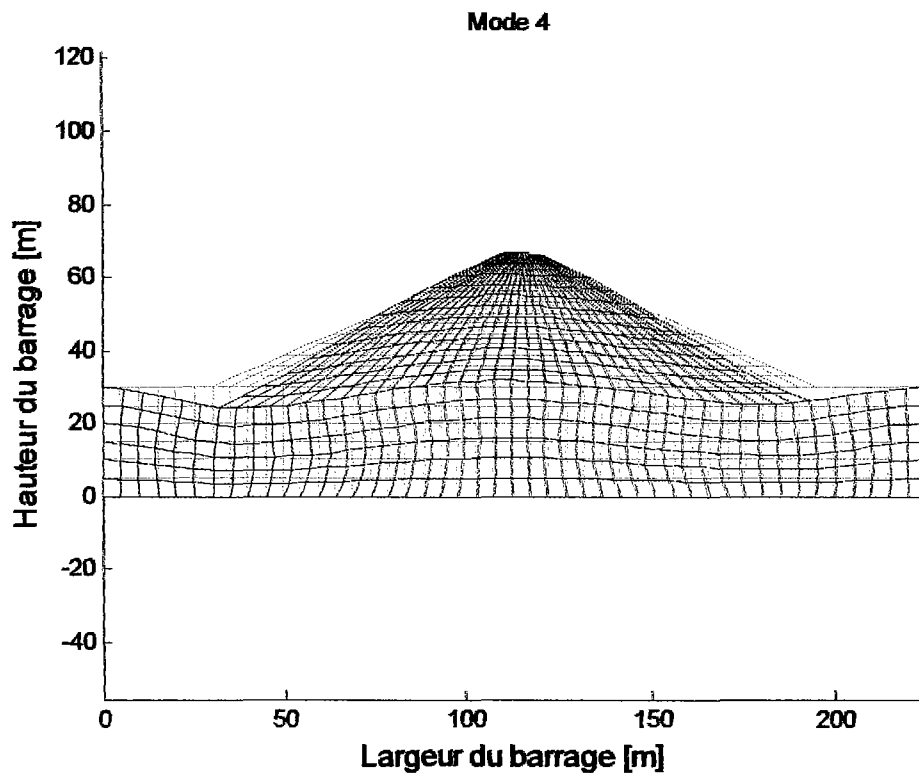


Figure IV-21 : Quatrième mode de vibration (Barrage fondation Flexible)

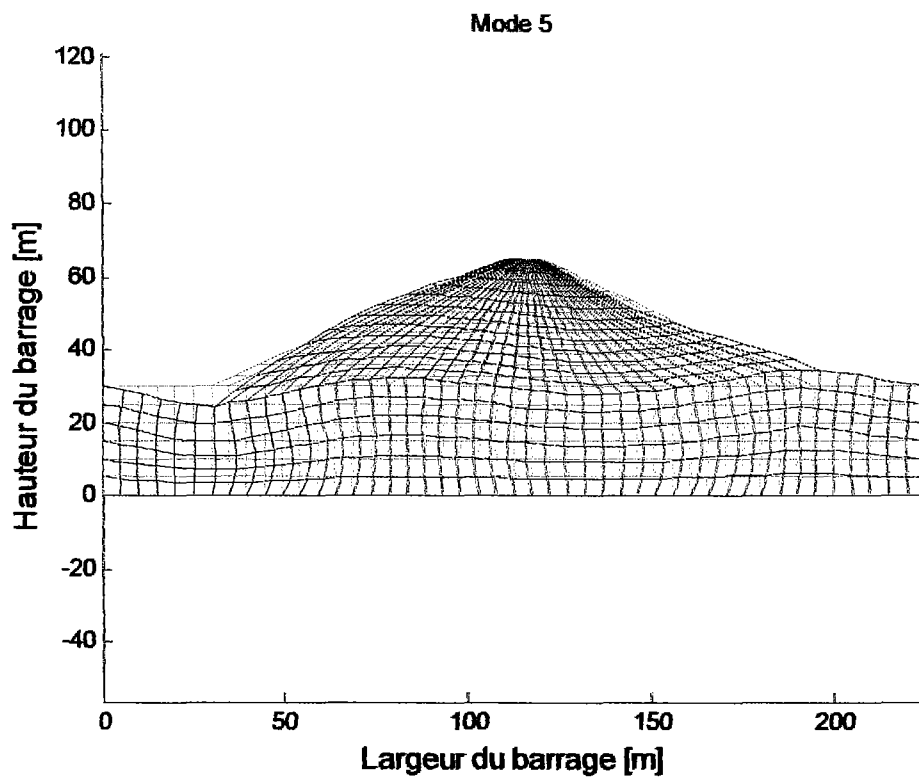


Figure IV-22 : Cinquième mode de vibration (Barrage fondation Flexible)

En comparant les différents mode de déformations on tire les remarques suivantes :
Les trois premiers modes de déformation dans les deux cas, fondation flexible ou rigide sont presque similaires, par contres, on observe une grande différence pour les modes supérieurs.

CHAPITRE V

ETUDE SOUS SEISME

Introduction :

Un certain nombre de barrages en terre ont subis d'énormes dégâts (Mochikoshi au Japon) [24], causés par des déplacements importants pendant le tremblement de terre. Dans la plupart des cas, les dommages se sont produits en raison de grande réduction de la rigidité du sol (liquéfaction). Un exemple classique de dommages par liquéfaction est celui du barrage de San Fernando en 1971 (Californie) ; ou la crête du barrage supérieur s'est déplacée en aval de plus de 1.5 m [24].

Les méthodes de modélisation numériques, peuvent être un outil puissant pour prévoir la réponse du barrage lors d'un tremblement de terre, pour l'usage dans la conception de nouveaux barrages ou l'évaluation de la sécurité des barrages existants. L'analyse du comportement dynamique des barrages est synonyme de l'analyse de la réponse sismique, le séisme est principalement le seul effet dynamique qu'une structure, telle qu'un barrage, est amenée à supporter.

V.1. Nature des vibrations générées à la surface du sol

Dans la réalité, la propagation d'une onde sismique dans un milieu hétérogène provoque, pour chaque discontinuité, un système complexe d'ondes réfractées et réfléchies, si bien qu'au niveau du sol le mouvement sismique a un aspect tout à fait aléatoire. Cependant les mouvements vibratoires, occasionnés à la surface du sol par les séismes, présentent des caractéristiques communes et un certain nombre de paramètres sont habituellement utilisés pour les décrire.

V-1.1. Caractéristiques des vibrations aléatoires induites à la surface du sol par un séisme**a) Direction :**

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

b) Durée :

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

c) Fréquence :

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

d) Niveau d'accélération :

- L'accélération du sol observée pour la direction horizontale est généralement inférieure à 5 m/s^2 (exceptionnellement supérieure à 10 m/s^2).

- L'accélération dans la direction verticale a une amplitude plus faible.

- L'observation montre que le rapport entre les amplitudes maximales verticales et horizontales est de l'ordre de $2/3$ (pour les fréquences supérieures à 3,5 Hz).

V.2. Caractérisations d'un séisme :

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

Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

1)- L'accélérogramme :

C'est l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol. Ce type d'information, donné par les sismographes selon les 3 directions de l'espace, convient pour estimer le risque sismique encouru par une structure, lorsqu'il s'agit d'en prouver la tenue par essais ou par calcul.

L'accélérogramme est la seule information utilisable dans le cas où l'on s'intéresse à la chronologie de la réponse d'une structure à l'excitation sismique. Ceci est le cas lorsque l'on doit connaître l'évolution du déplacement relatif de différents constituants d'une structure au cours du temps.

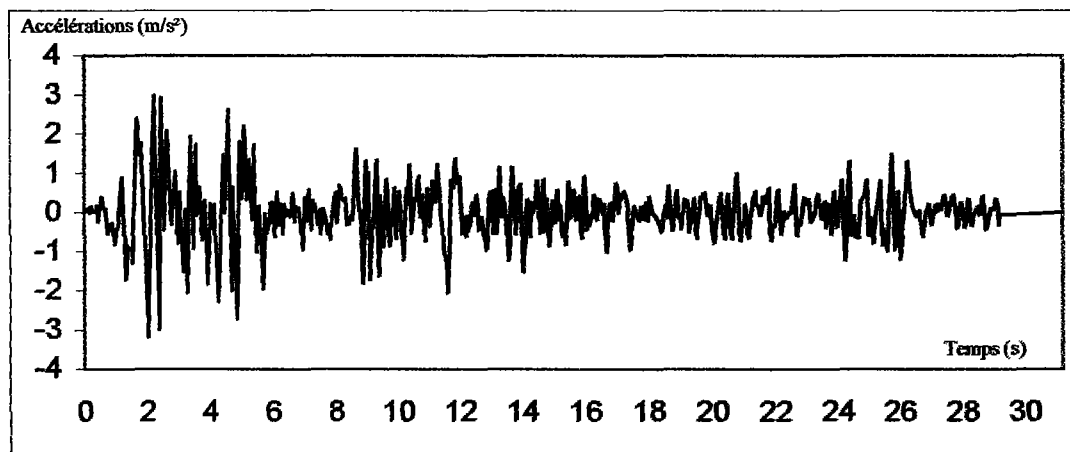
2)- Le spectre de réponse :

Le spectre de réponse permet de caractériser un séisme par l'effet qu'il produit sur une structure. Pour cela, on calcule l'effet de l'accélérogramme (de l'onde sismique) sur un équipement normalisé, c'est-à-dire un système mécanique, linéaire du

premier ordre ; ceci pour différentes valeurs de la fréquence de résonance et de l'amortissement.

V.3- Excitation dynamique considérée :

L'excitation dynamique considérée dans cette étude est l'enregistrement Accélérométrique des composantes horizontales de la réplique d'EL-CENTRO



$A_{max} = -3.18 \text{ m/s}^2$ à $t = 2.47 \text{ sec}$.

Figure V.5 : Accélérogramme d'EL-CENTRO

V.4- Analyse de la réponse du barrage :

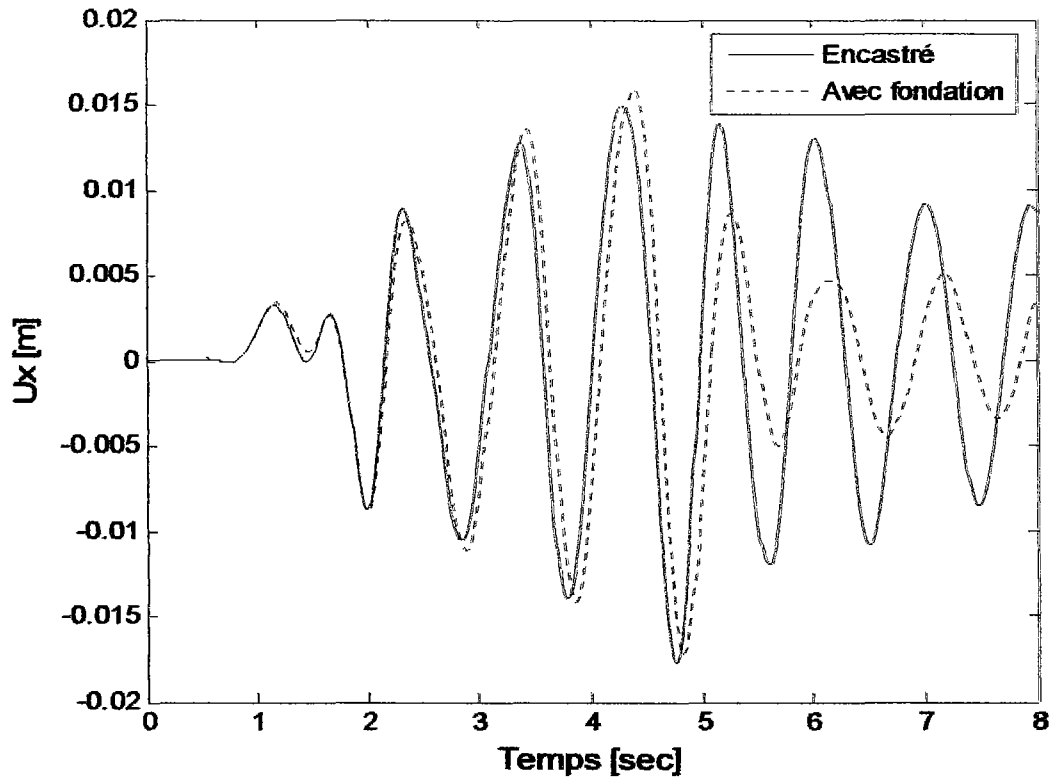
On considère un barrage en terre d'une hauteur, $H=35 \text{ m}$, et une largeur à la base de 165 m , constitué d'un matériau homogène élastique linéaire isotrope, reposant sur un massif de fondation homogène élastique linéaire isotrope, de module élastique E_b variant de 300 à 6000 Mpa

-Cas général : Pour ce cas on prendra les valeurs suivantes :

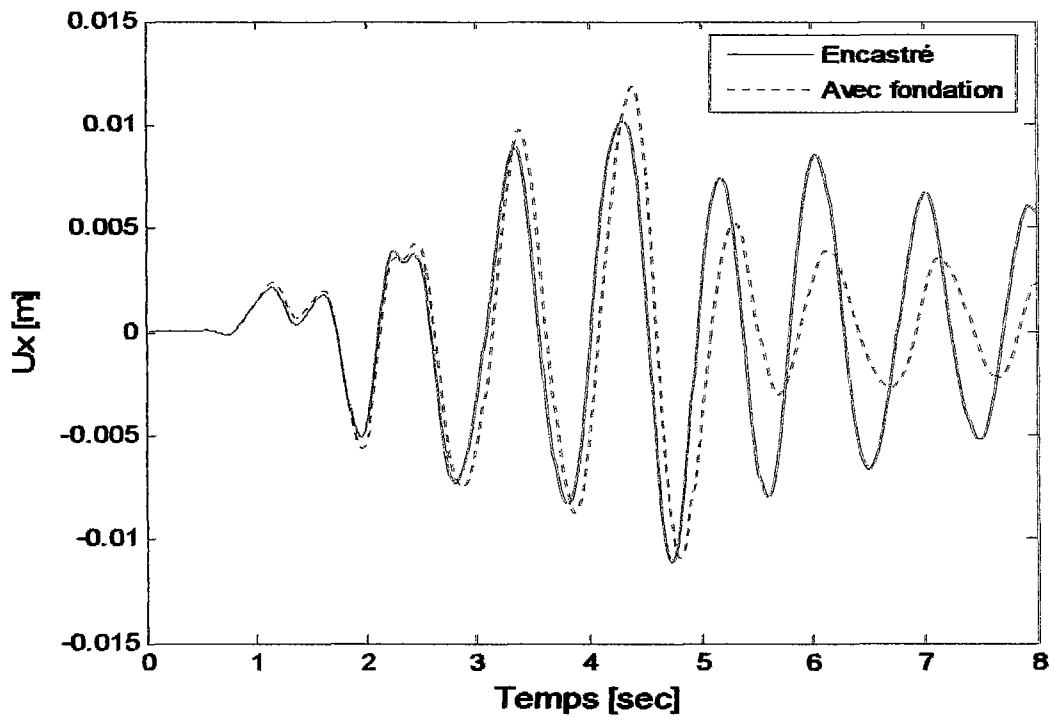
	E (Mpa)		v	ρ (KN)
Barrage	1000		0,33	1,9
Fondation	Rigide	20000	0,3	2,2
	Flexible	200	0,3	1,9

Tableau V.1 : Caractéristiques des matériaux

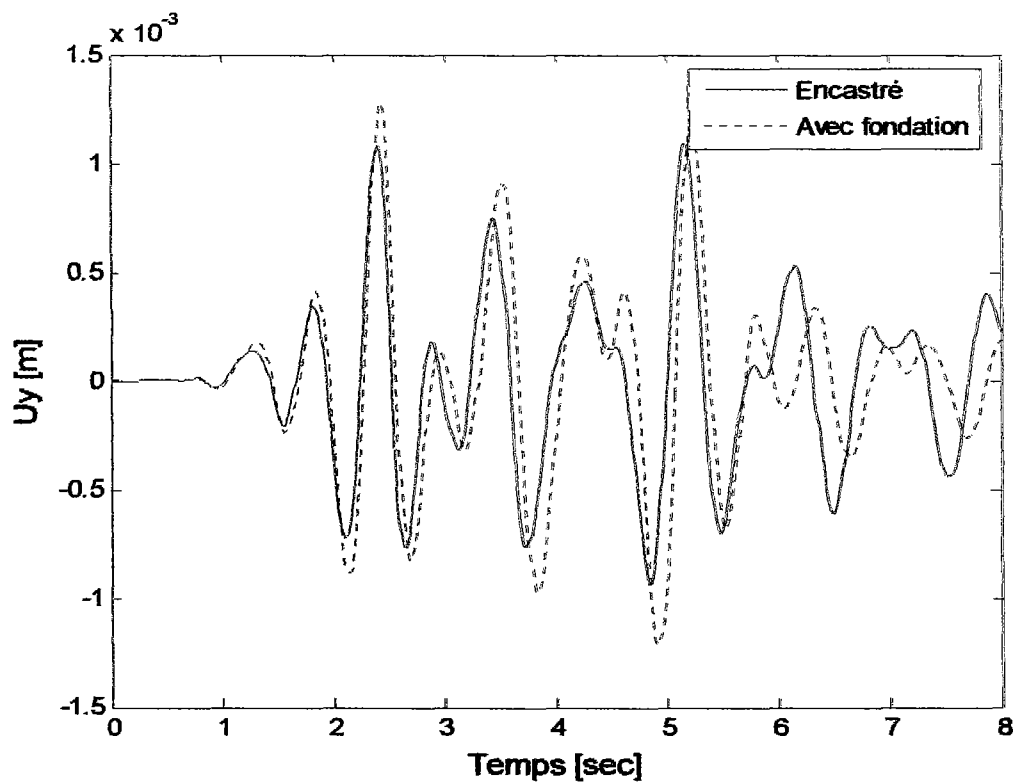
V.4.1- barrage avec et sans fondation :



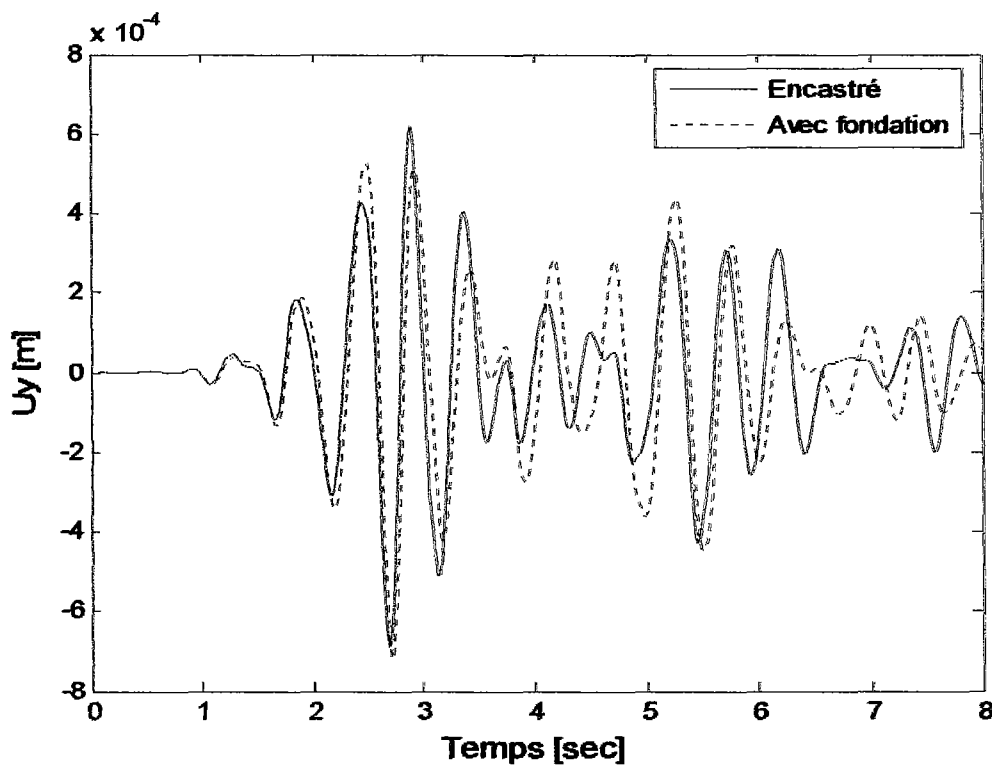
FigureV.7 : Evolution du déplacement suivant (xx) en crête du barrage



FigureV.8 : Evolution du déplacement suivant (xx) au milieu du barrage

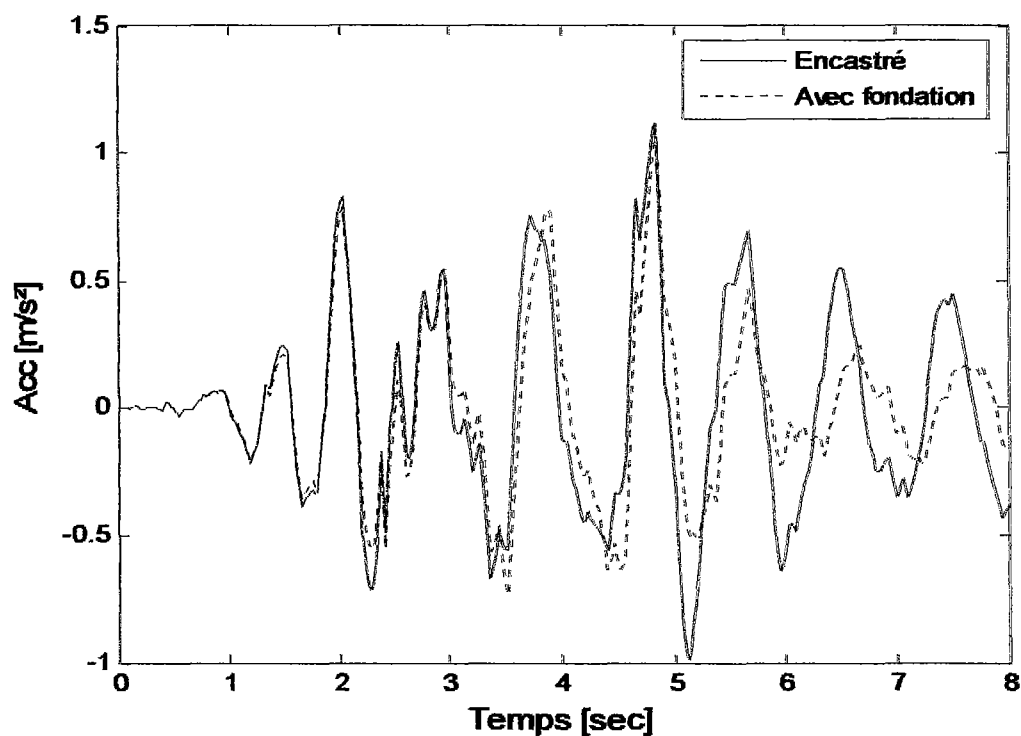


FigureV.9 : Evolution du déplacement suivant (yy) en crête du barrage



FigureV.10 : Evolution du déplacement suivant (yy) au milieu du barrage

- On remarque à partir de la superposition des courbes précédente, que les déplacements verticaux diminuent graduellement en allant vers la base, mais la valeur de ces derniers restent très faibles comparés aux déplacements horizontaux.
- La valeur des déplacements verticaux est non nulle, ce qui prouve que la méthode poutre de cisaillement citée au chapitre un, est approximative, car elle pose comme hypothèse, que les déplacements verticaux sont nuls, or ce n'est pas le cas.
- La prise en compte de la fondation dans le modèle, conduit à une amplification des déplacements.



FigureV.11 : Evolution des accélérations suivant (xx) en crête du barrage

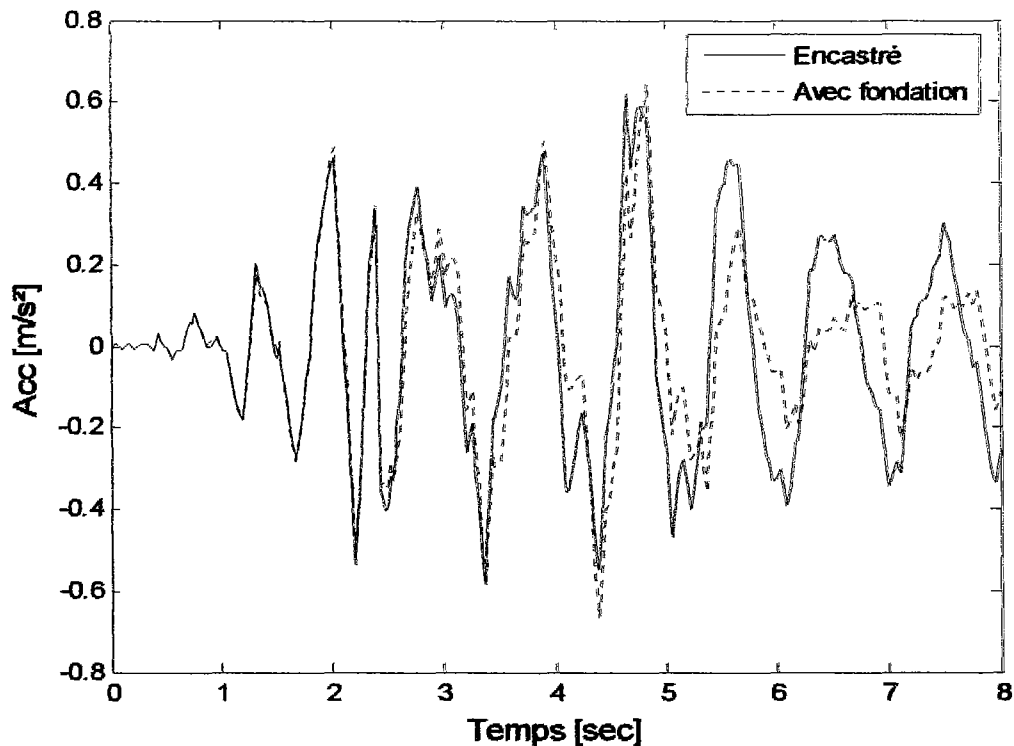
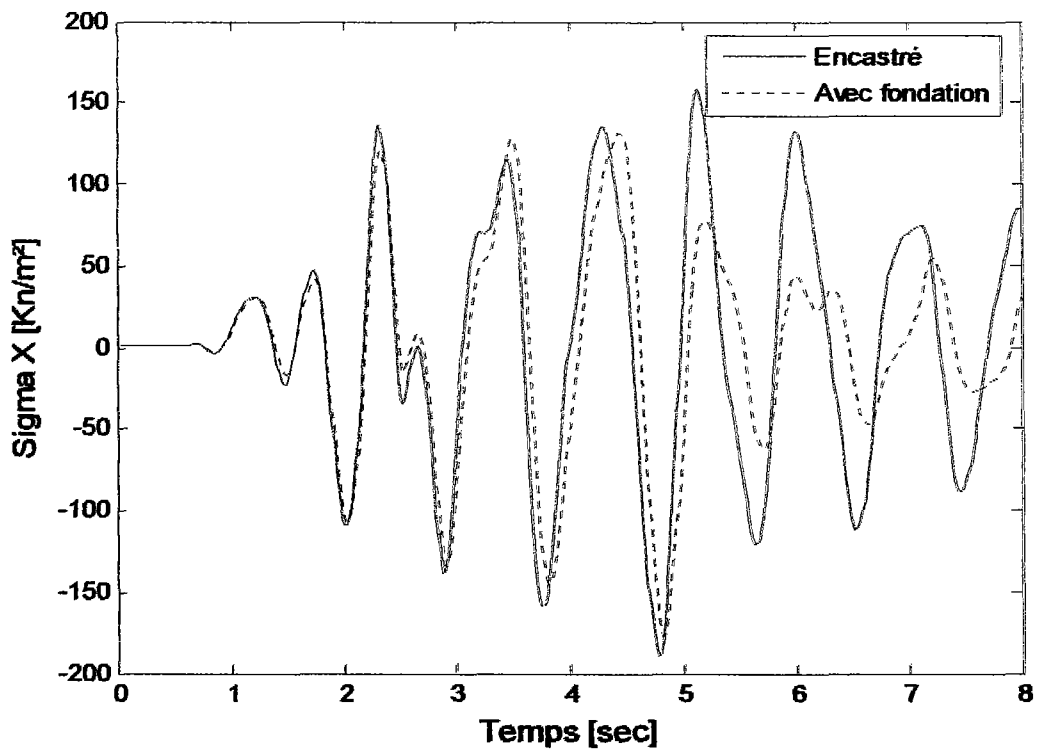


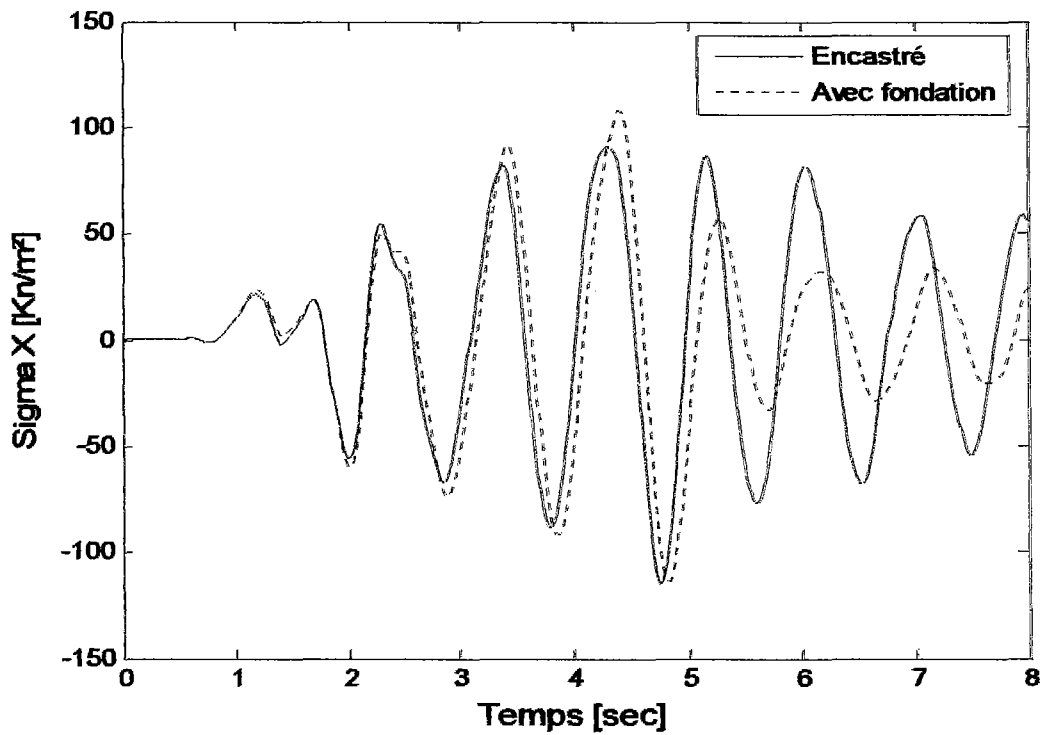
Figure V.12 : Evolution des accélérations suivant (xx) au milieu du barrage

Les courbes des accélérations enregistrées dans les différents point du barrage montre que :

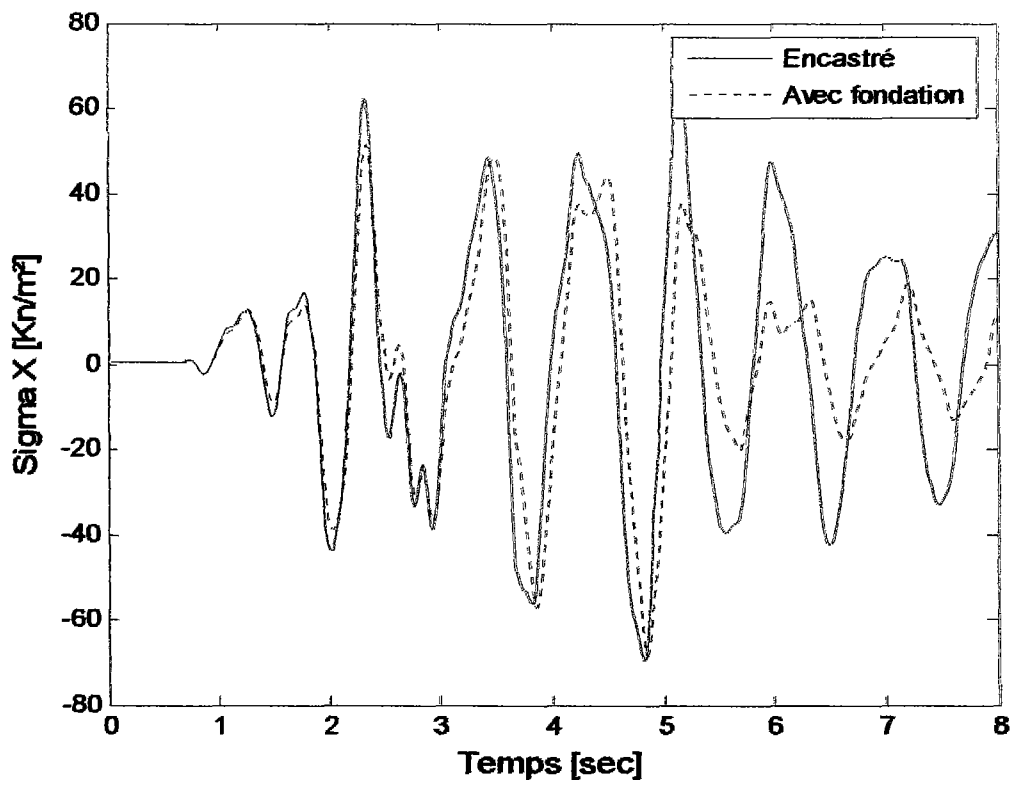
- L'accélération est maximale en crête du barrage et diminue graduellement en allant vers la base, ceci est tout à fait vrai, puisque en pratique, les valeurs maximales des accélération sismiques sont enregistré sur les collines et ces accélérations son moins importantes au niveau des terrain plat. C'est à cause de ces amplifications que l'on à constaté des dégâts sévères des immeubles situés sur les collines, ou près du bord des pentes.
- La prise en compte de la fondation dans le model, conduit à une atténuation des accélérations.



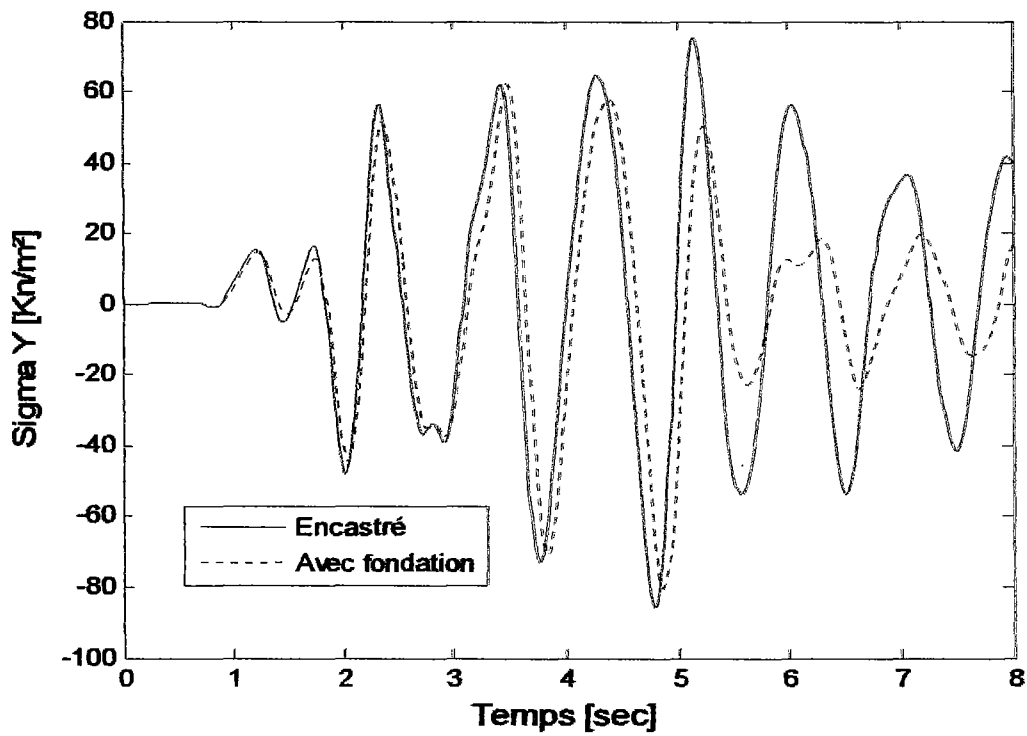
FigureV.13 : Evolution de la contrainte σ_x a la base du barrage



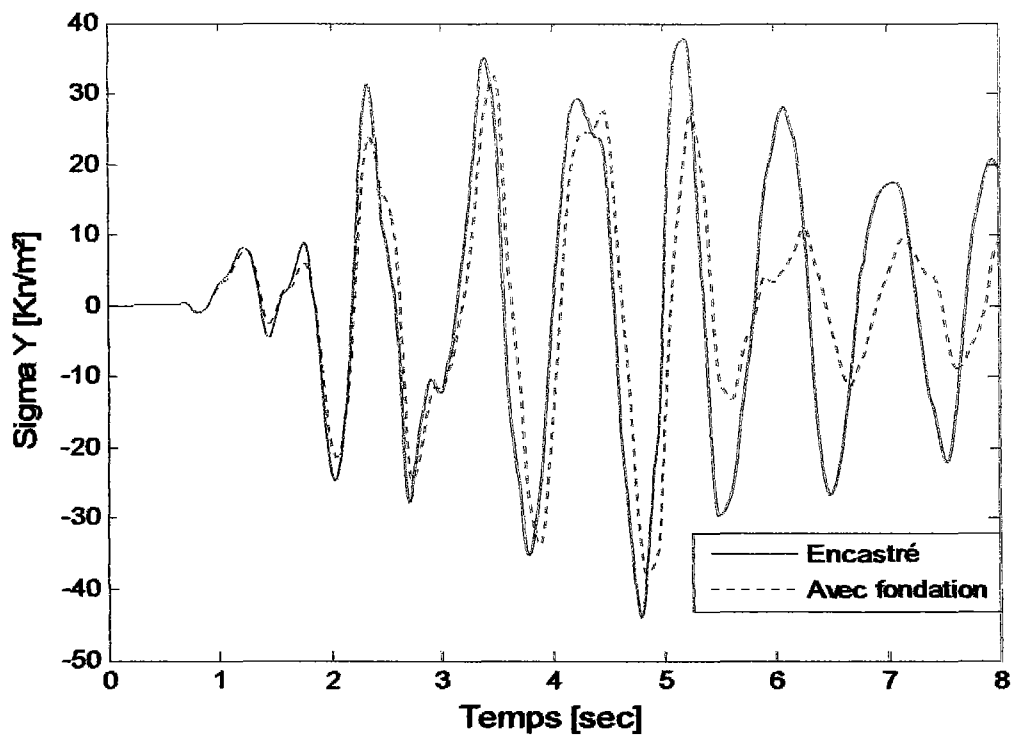
FigureV.14 : Evolution de la contrainte σ_x au milieu du barrage



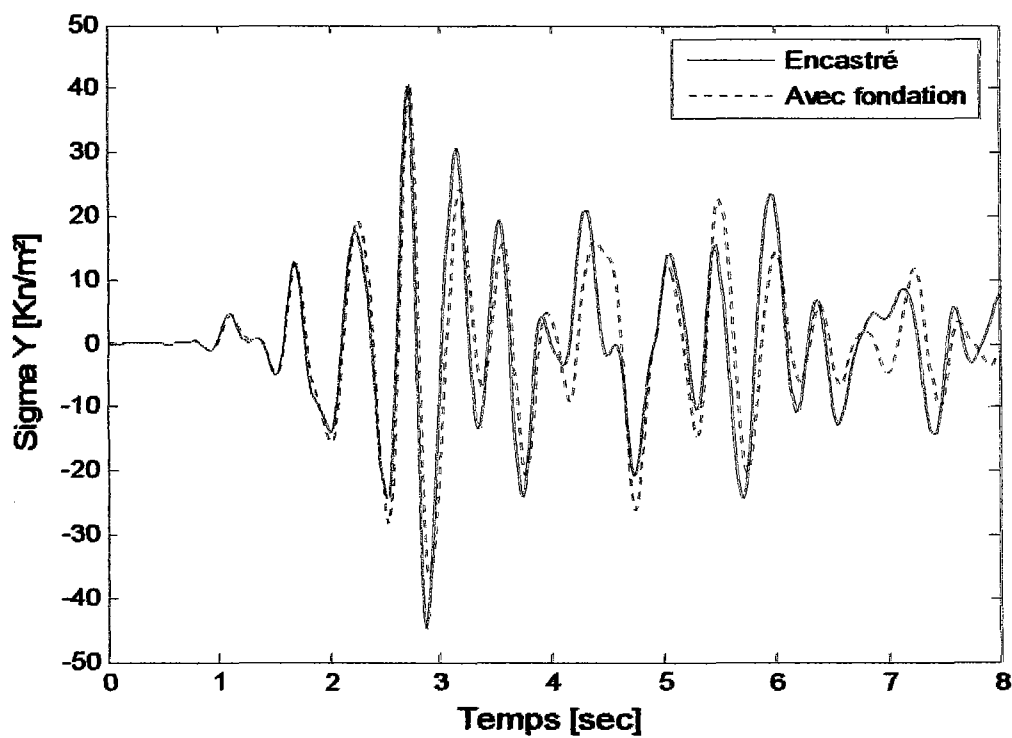
FigureV.15 : Evolution de la contrainte σ_x au sommet du barrage



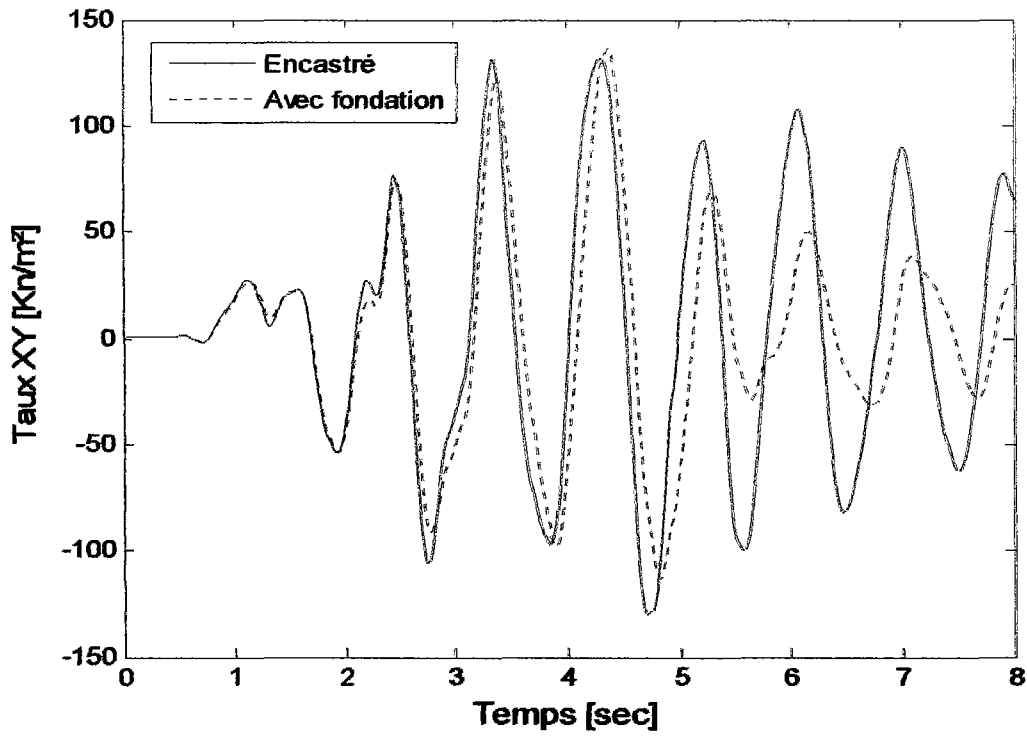
FigureV.16 : Evolution de la contrainte σ_y a la base du barrage



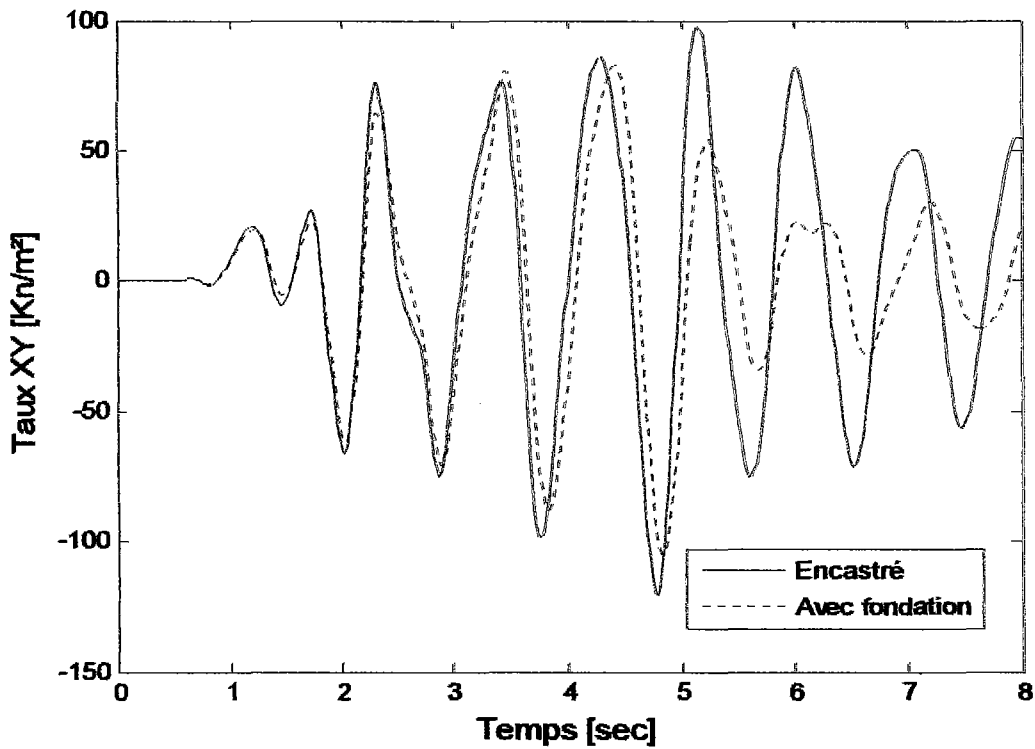
FigureV.17 : Evolution de la contrainte σ_r au milieu du barrage



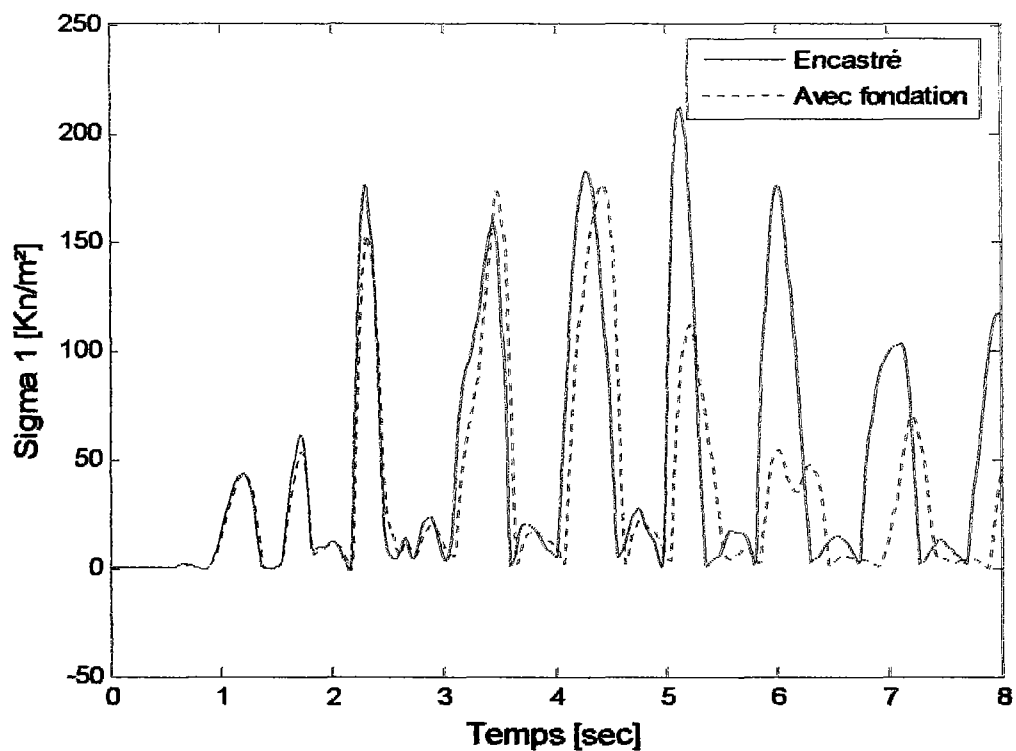
FigureV.18 : Evolution de la contrainte σ_r au sommet du barrage



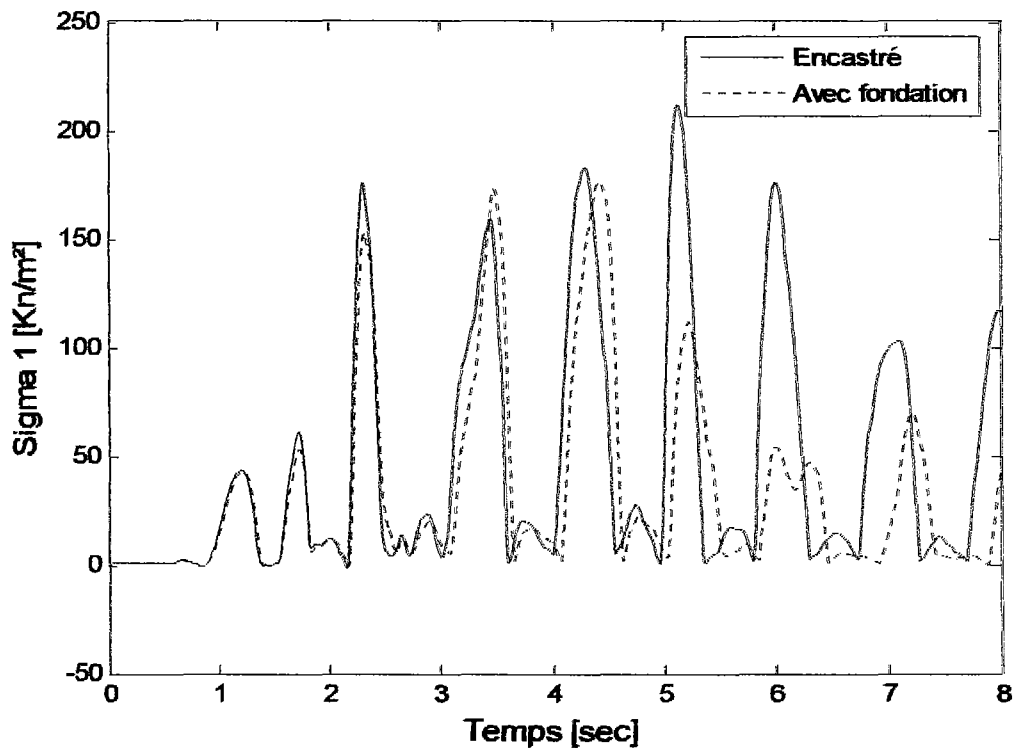
FigureV.19 : Evolution de la contrainte τ_{XY} à la base du barrage



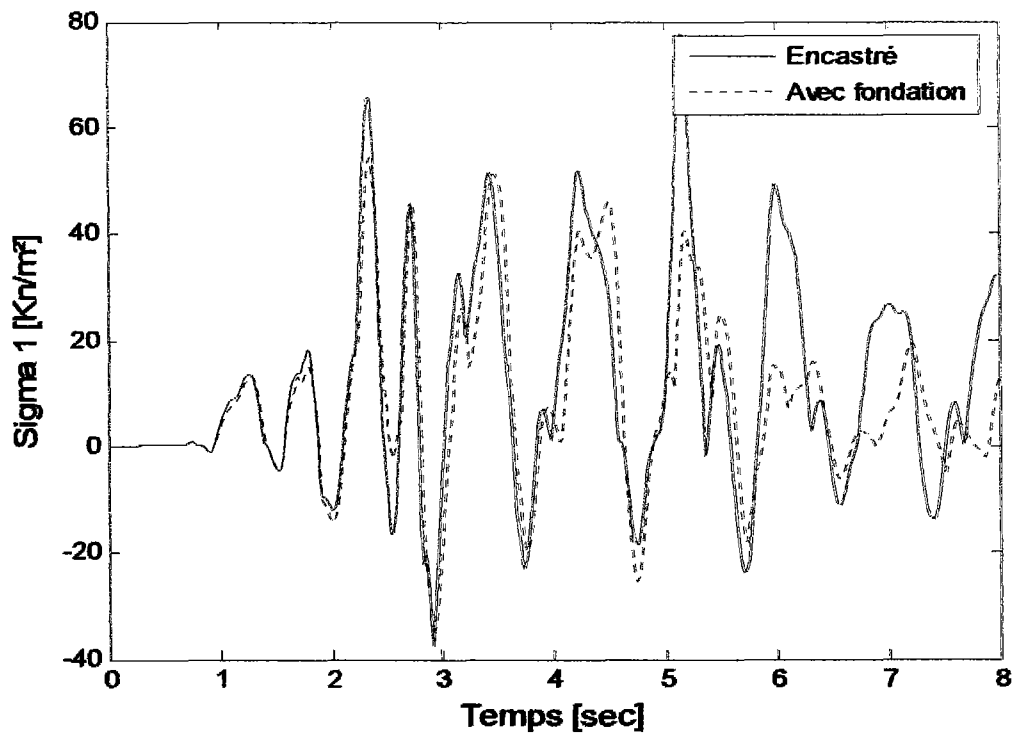
FigureV.20 : Evolution de la contrainte τ_{XY} au milieu du barrage



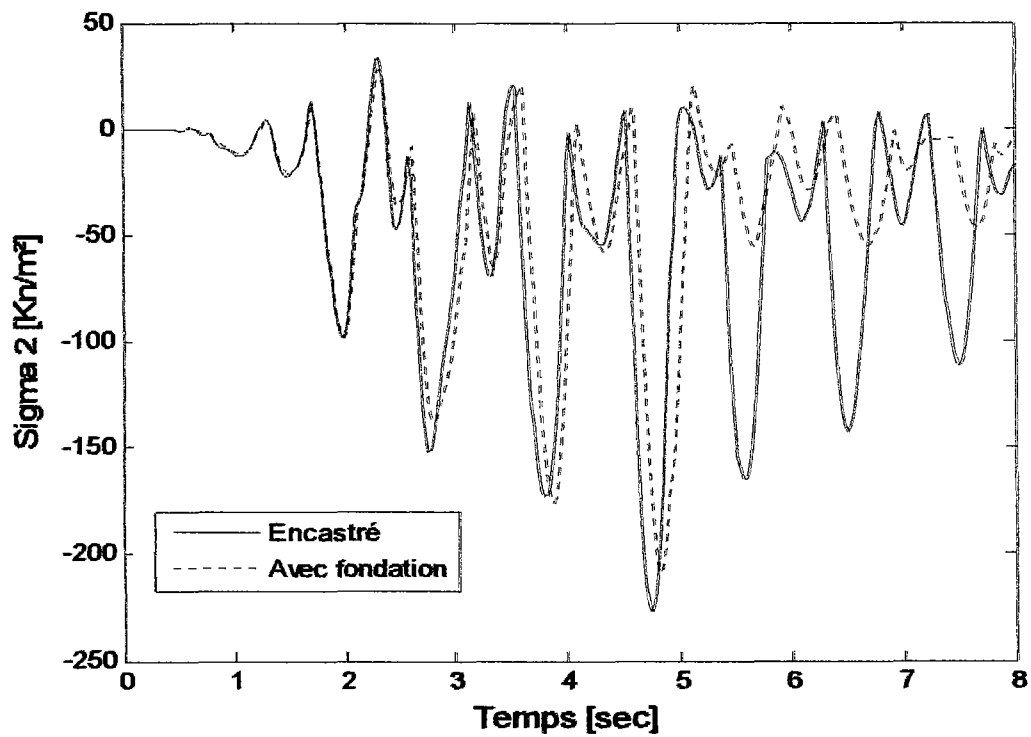
FigureV.21 : Evolution de la contrainte σ_1 a la base du barrage



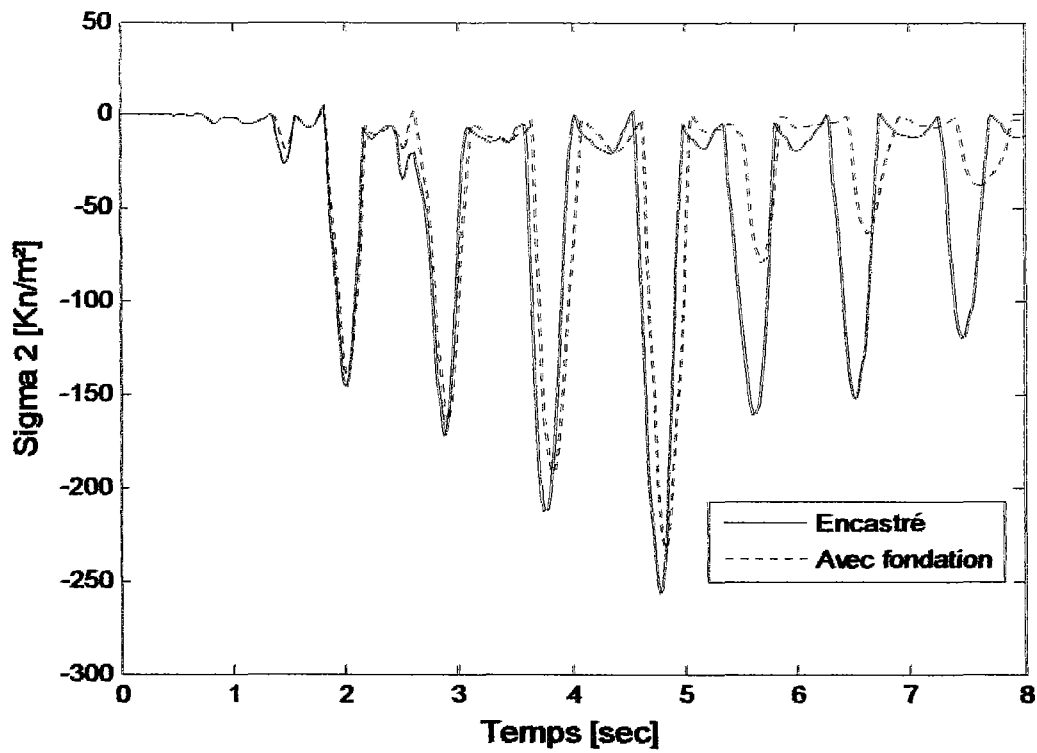
FigureV.22 : Evolution de la contrainte σ_1 au milieu du barrage



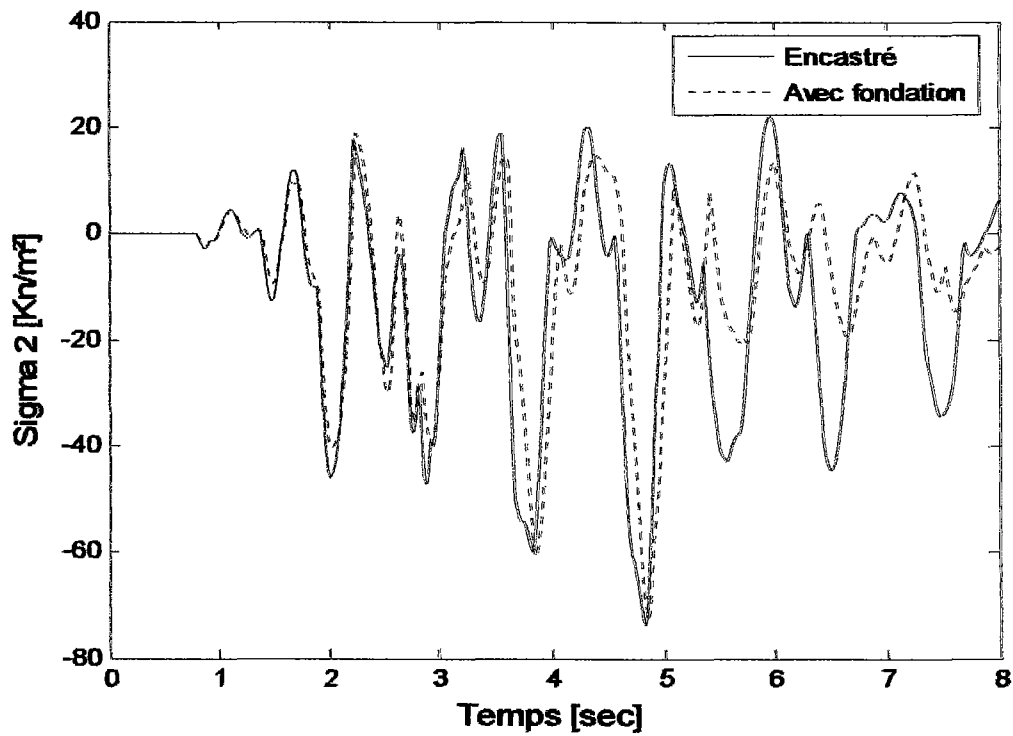
FigureV.23 : Evolution de la contrainte σ_1 au sommet du barrage



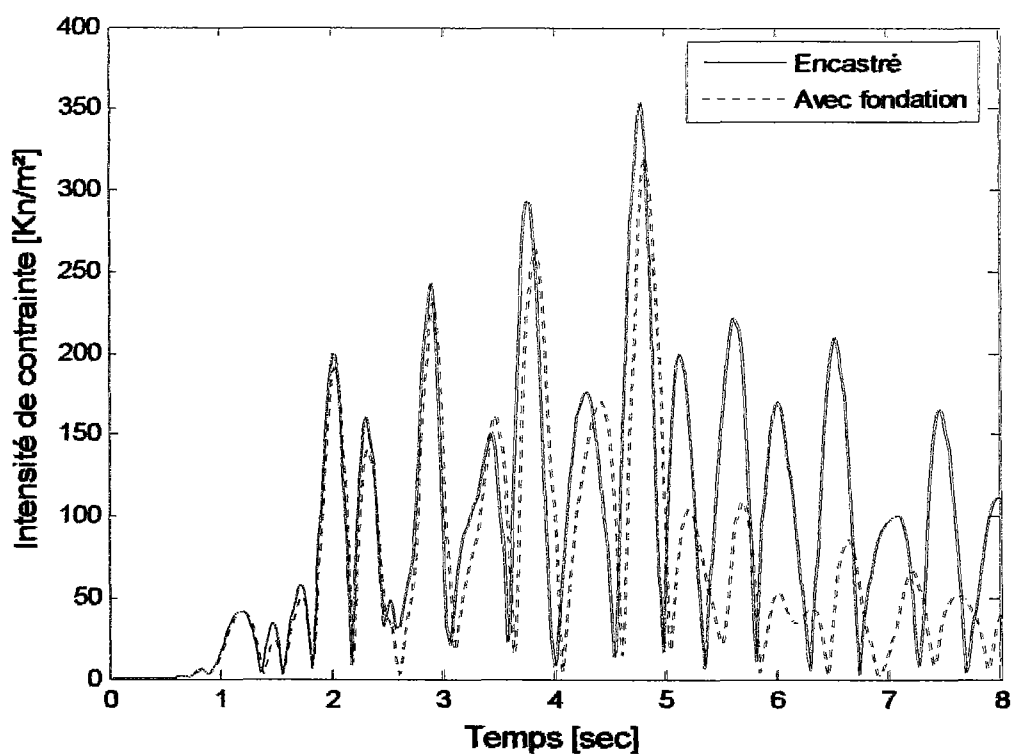
FigureV.24 : Evolution de la contrainte σ_2 a la base du barrage



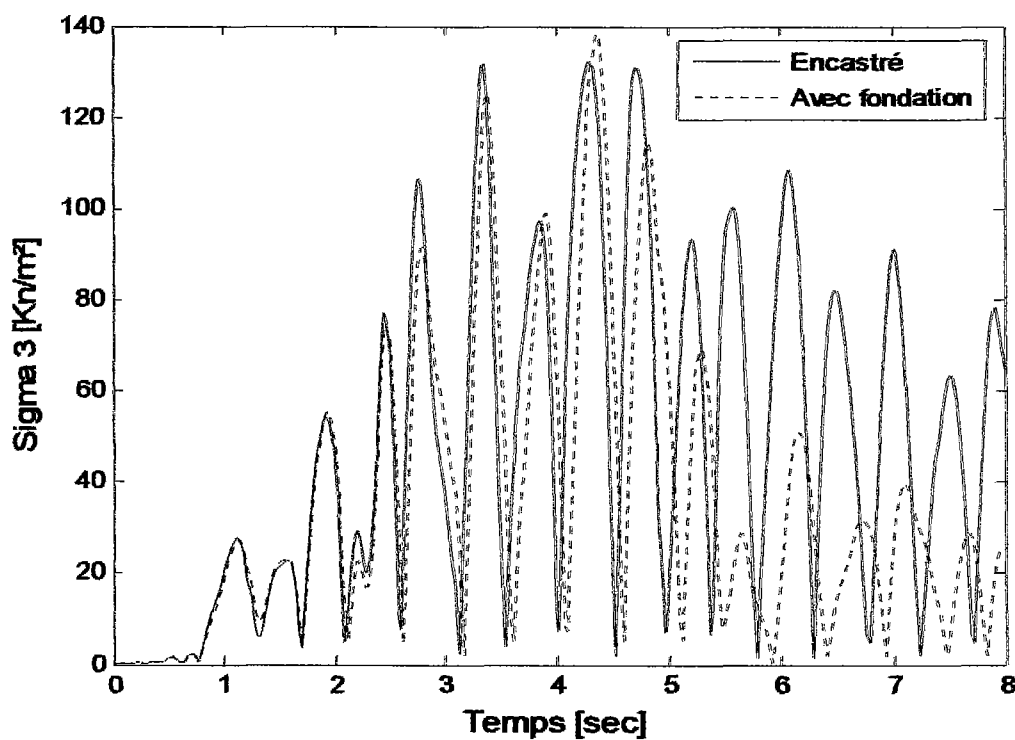
FigureV.25 : Evolution de la contrainte σ_2 au milieu du barrage



FigureV.26 : Evolution de la contrainte σ_2 au sommet du barrage



FigureV.27 : Evolution de l'intensité de contrainte a la base du barrage



FigureV.28 : Evolution de l'intensité de contrainte au milieu du barrage

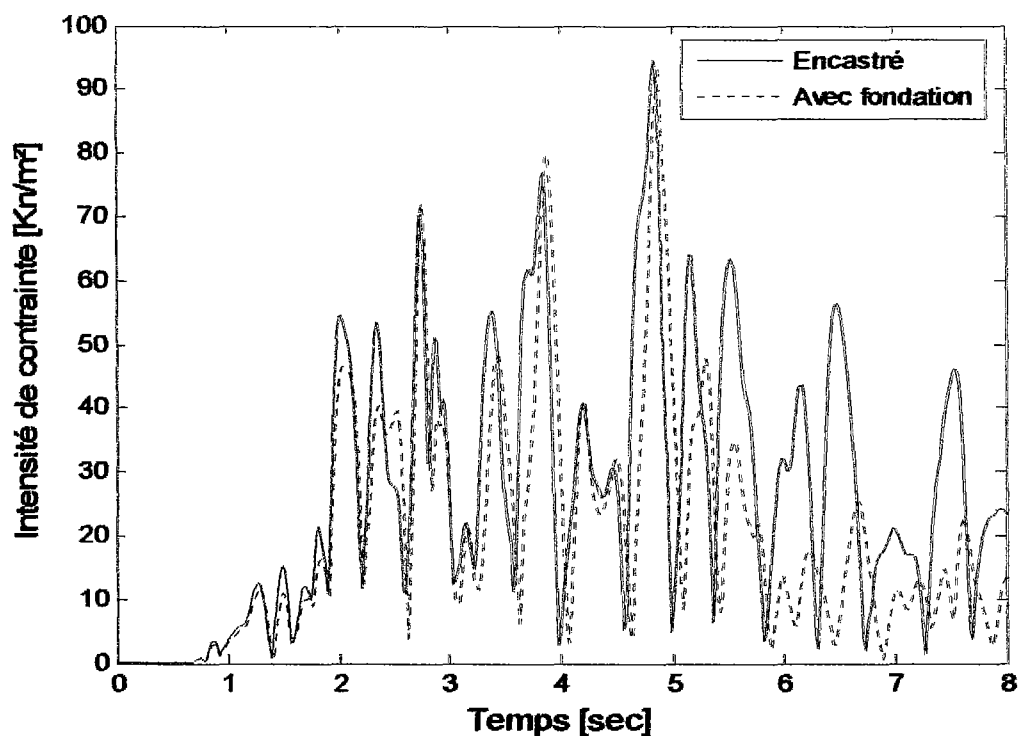


Figure V.29 : Evolution de l'intensité de contrainte au sommet du barrage

Les courbes enregistrées à différents points du barrage montrent que :

- Les contraintes sont maximales à la base du barrage et diminuent graduellement en allant vers le sommet.
- La prise en compte de la fondation dans le modèle, conduit à une légère atténuation des contraintes.

V.4.2- Contraste d'impédance barrage/fondation :

Examinons, l'effet du contraste d'impédance barrage/fondation, en faisant varier la rigidité du sol et en fixant celle du barrage, on prendra pour exemple un barrage avec une fondation de 30 m, les résultats seront portés sous forme de courbes. La comparaison que nous ferons sera juste pour les huit premières secondes d'excitation.

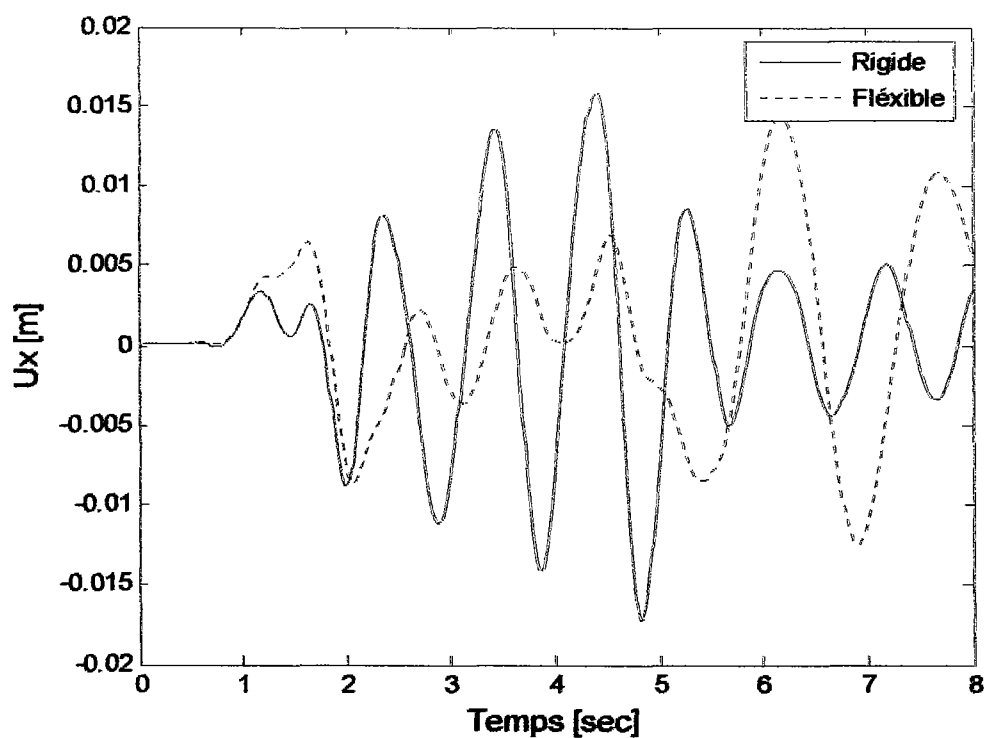


Figure V.30 : Evolution des déplacements suivant (xx) en crête du barrage

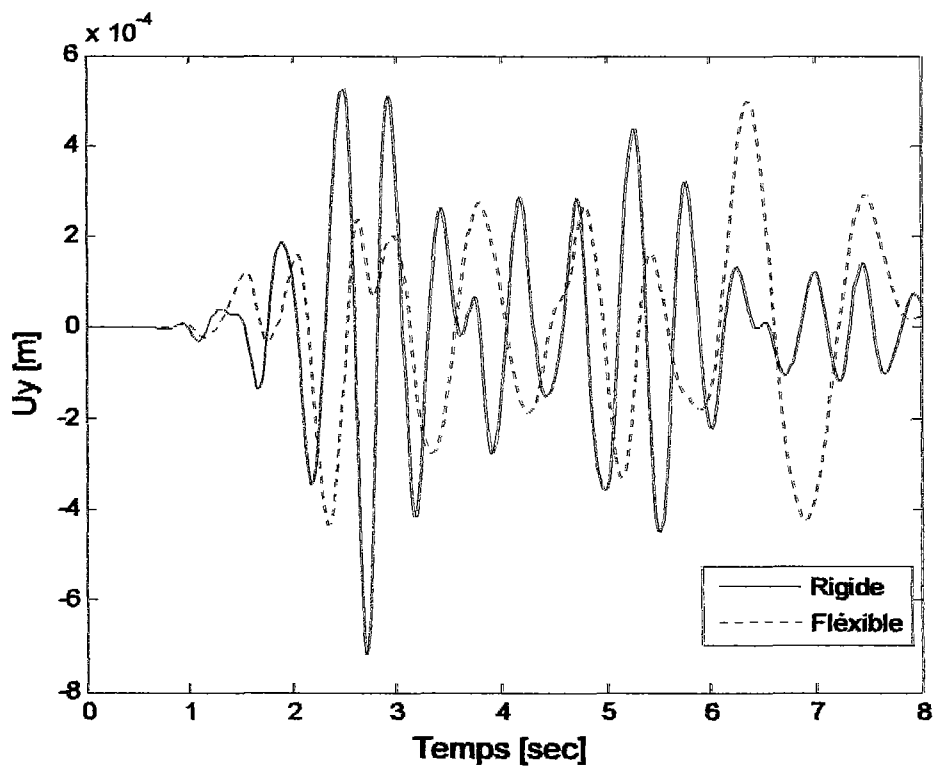
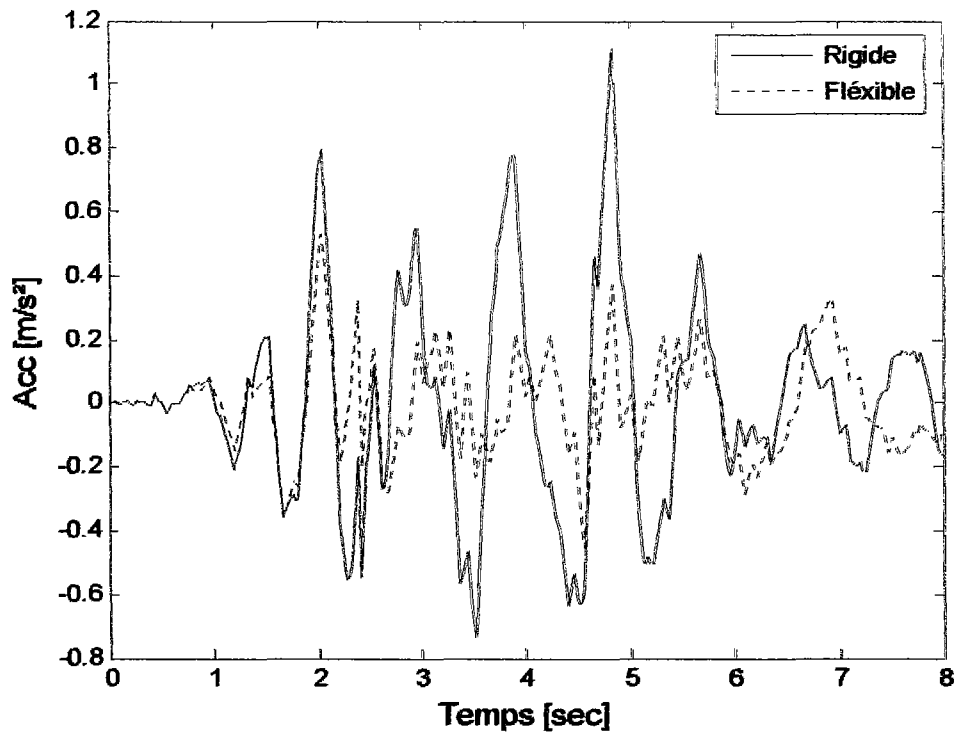
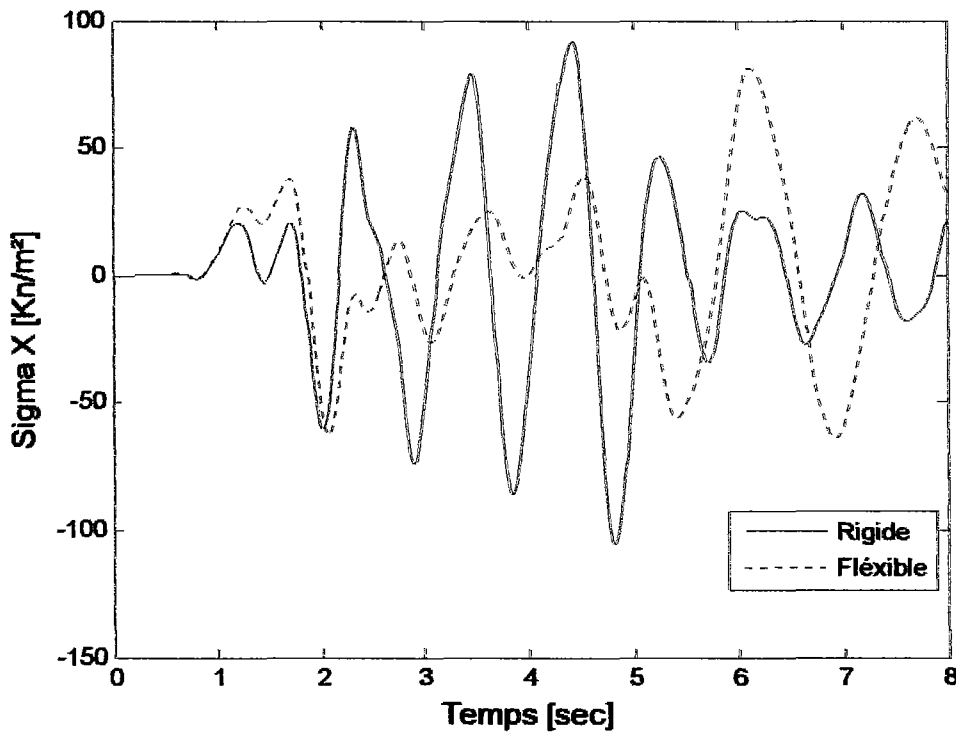


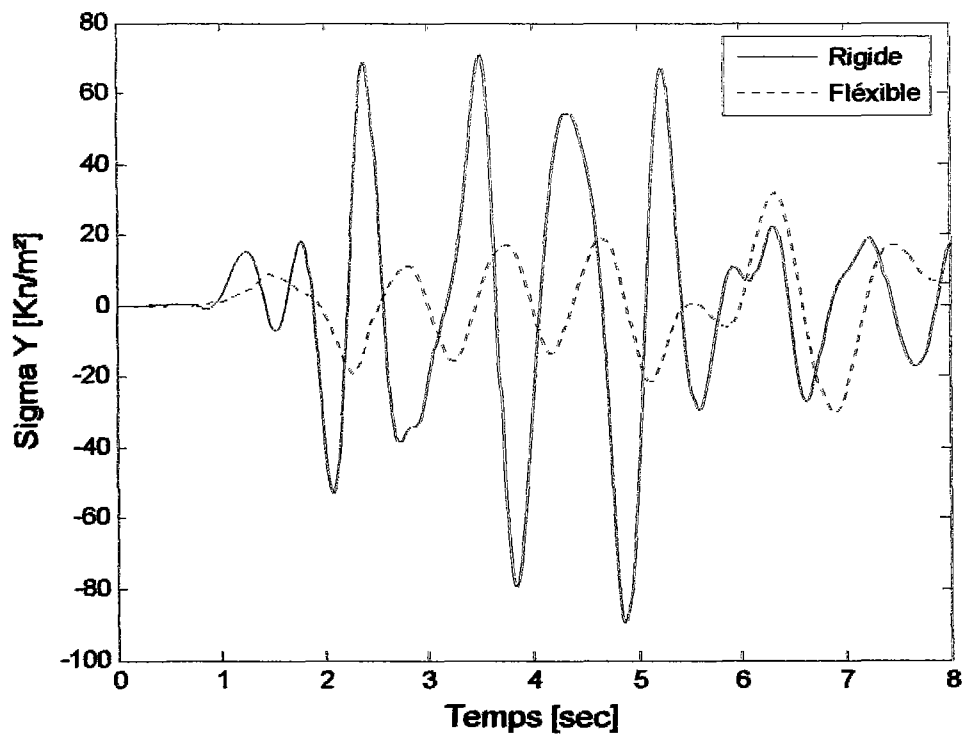
Figure V.31 : Evolution des déplacements suivant (yy) en crête du barrage



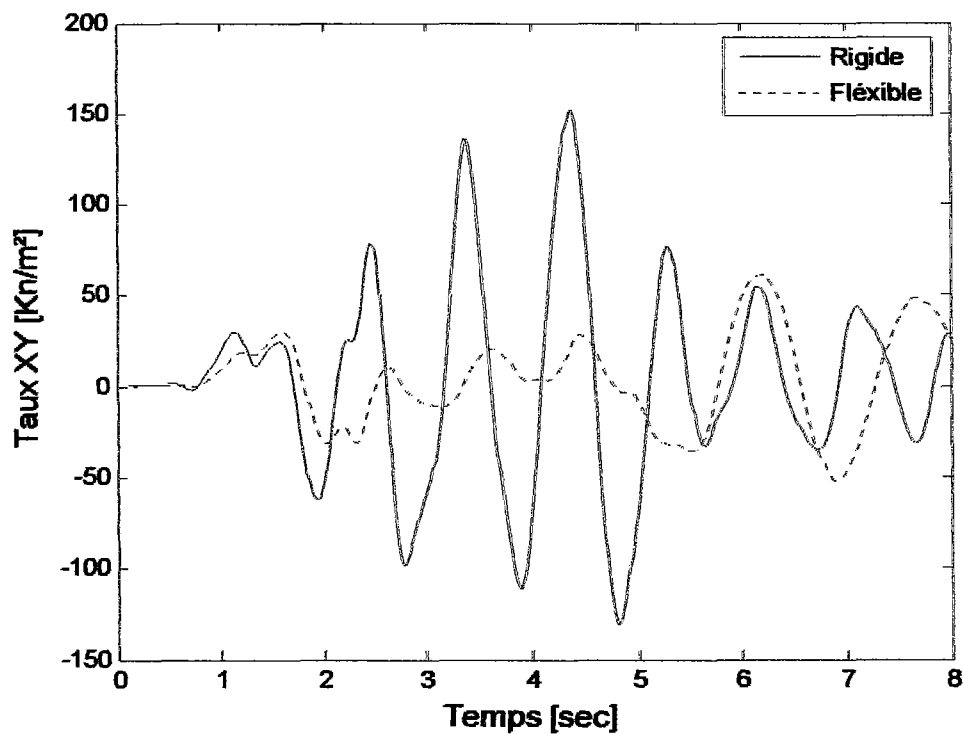
FigureV.32 : Evolution des accélérations suivant (xx) en crête du barrage



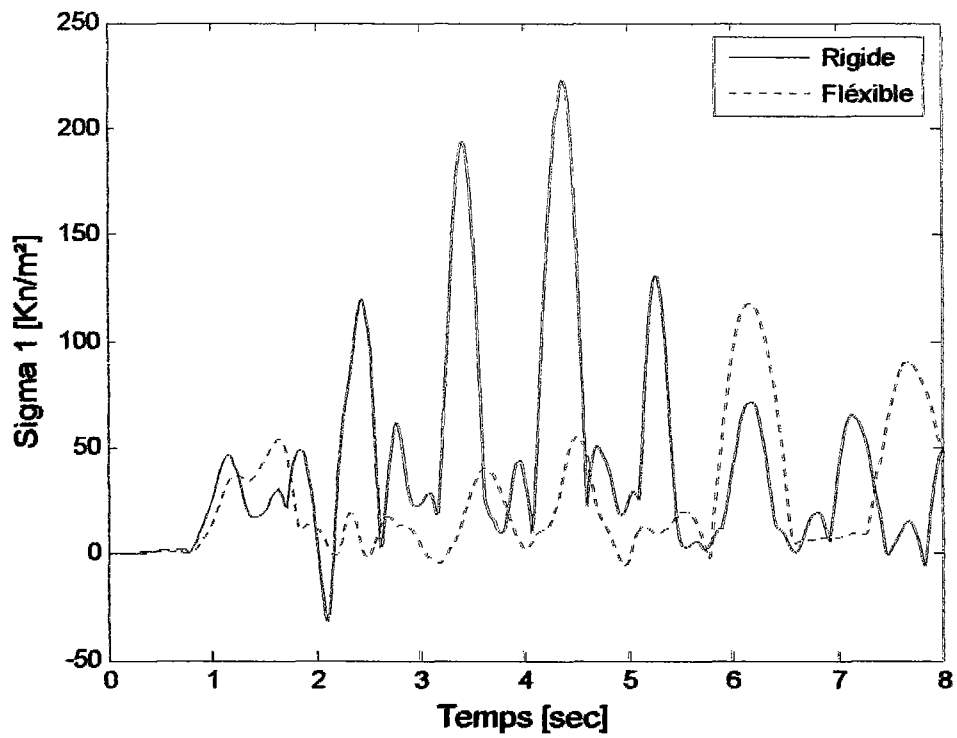
FigureV.33 : Evolution de la contrainte σ_x a la base du barrage



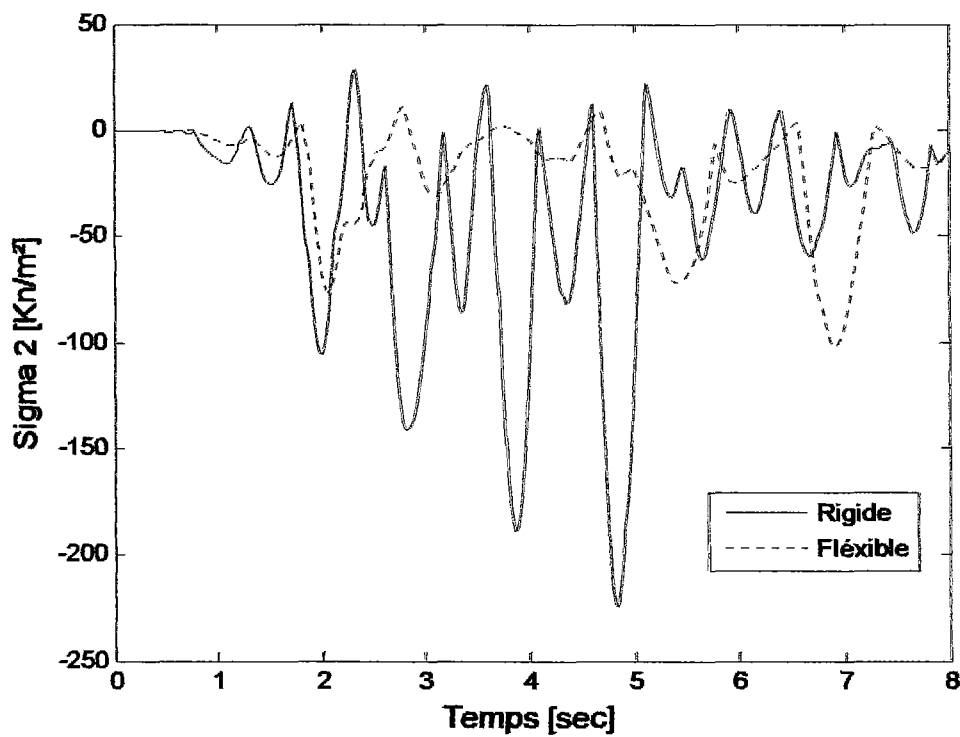
FigureV.34 : Evolution de la contrainte σ_y a la base du barrage



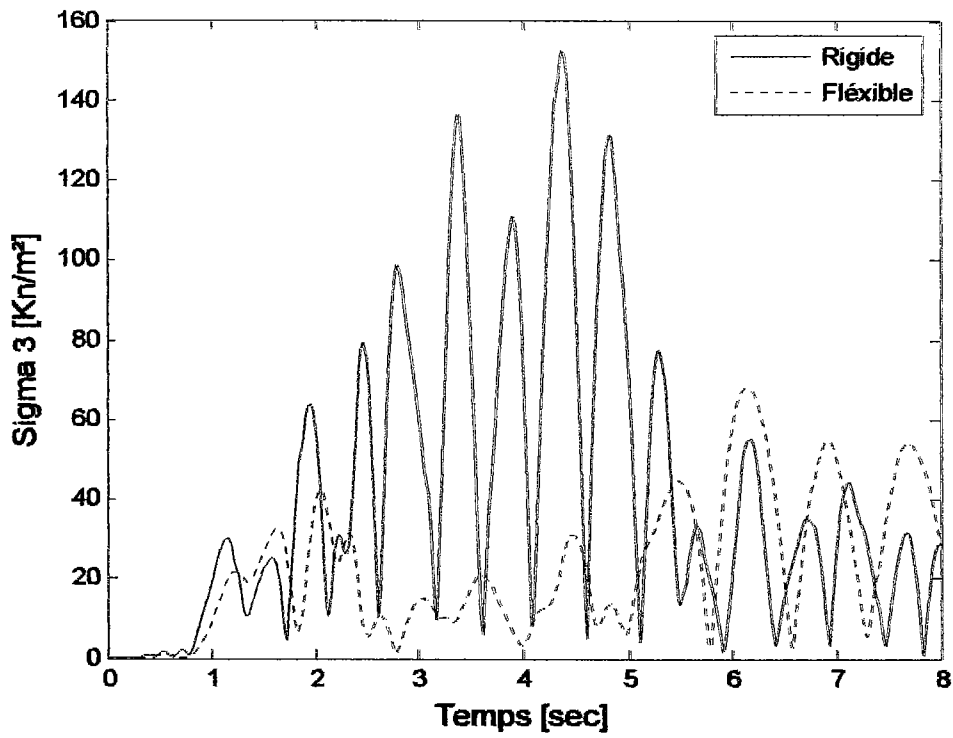
FigureV.35 : Evolution de la contrainte τ_{xy} a la base du barrage



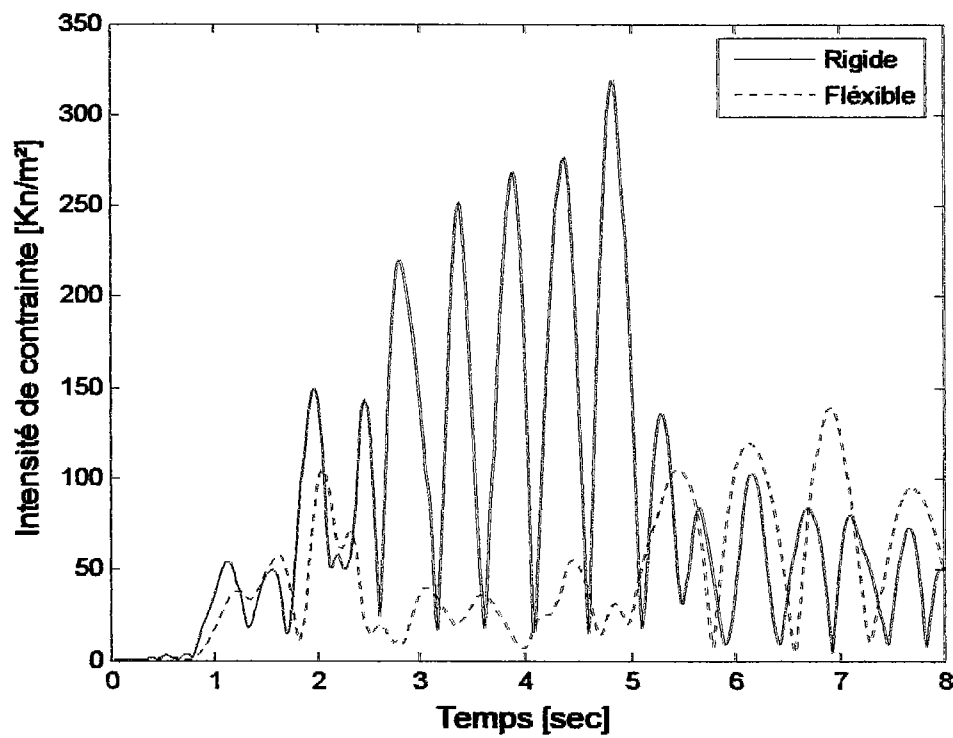
FigureV.36 : Evolution de la contrainte σ_1 a la base du barrage



FigureV.37 : Evolution de la contrainte σ_2 a la base du barrage



FigureV.38 : Evolution de la contrainte σ_3 a la base du barrage



FigureV.39 : Evolution de l'intensité de contrainte a la base du barrage

Résumé de quelques résultats :

Contraintes à la base du barrage.

Déplacement et accélération en crête du barrage.

Cas d'une fondation sans masse :

E(Mpa)	200	500	1000	5000
U_x (cm)	2.81	2.58	2.02	1.81
U_y (cm)	0.37	0.41	0.16	0.05
Acc (m/s²)	0.41	0.43	0.47	1.14
σ_x (Kn/m²)	67.91	71.14	78.14	87.25
σ_y (Kn/m²)	31.05	42.23	59.65	87.27
τ_{xy} (Kn/m²)	34.67	41.17	57.45	154.14
Intensité de contrainte	211.31	254.24	267.62	315.93

Tableau V.2 : Résultats d'analyse pour différentes rigidités du sol

Cas d'une fondation avec masse :

E(Mpa)	200	500	1000	5000
U_x (cm)	3.21	2.93	2.24	1.96
U_y (cm)	0.47	0.52	0.18	0.07
Acc (m/s²)	0.49	0.54	0.61	1.4
σ_x (Kn/m²)	86.41	73.14	98.13	108.12
σ_y (Kn/m²)	52.14	61.23	78.16	96.68
τ_{xy} (Kn/m²)	54.23	68.12	87.31	172.36
Intensité de contrainte	256.31	272.47	278.47	329.41

Tableau V.2 : Résultats d'analyse pour différentes rigidités du sol

Après analyse on constate que :

-Les déplacements sont amplifiés, par contre les accélérations sont atténuées

Une diminution de l'intensité des contraintes pour le cas d'une fondation flexible, chose que certains justifient, par un effet de relaxation induit par la flexibilité du sol, et des conditions de contact non rigide (temps d'amortissement important).

-La prise en compte de la masse de la fondation a tendance à amplifier les déplacements, les accélérations ainsi que les contraintes

Résultats des contraintes en quelque point du barrage :

E(Mpa)	1	4	5
σ_x (Kn/m ²)	98.13	56.17	24.17
σ_y (Kn/m ²)	78.16	71.14	67.14
τ_{xy} (Kn/m ²)	87.31	41.16	31.68

Les résultats du tableau montre que l'intensité des contraintes est importante au niveau des surfaces incliné du barrage, et cette intensité diminue graduellement en allons vers le centre du barrage, ce si est vrai puisque les désordres enregistré au niveau des barrages en terre après un séisme se manifeste sur les parois du barrage, par des effets de glissement ou de liquéfaction

V.4.3-Analyse avec différentes rigidités du barrage :

Barrage rigide E= 8000 Mpa

Barrage flexible E=1000 Mpa

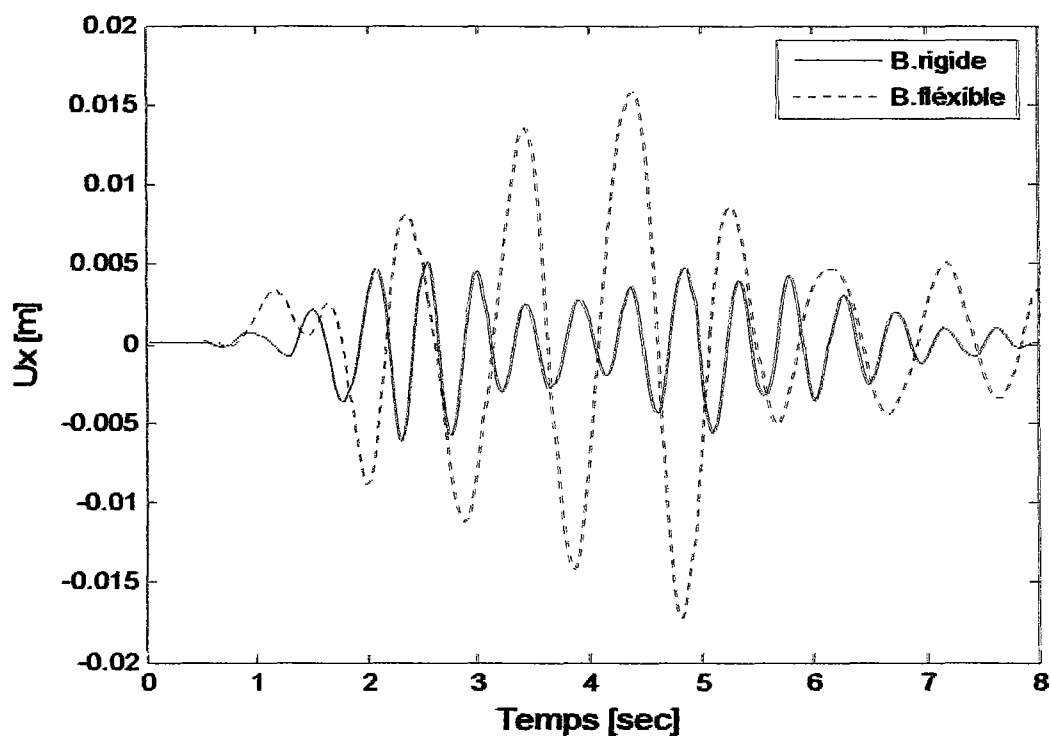


Figure V.40 : Evolution des déplacements suivant (xx) en crête du barrage

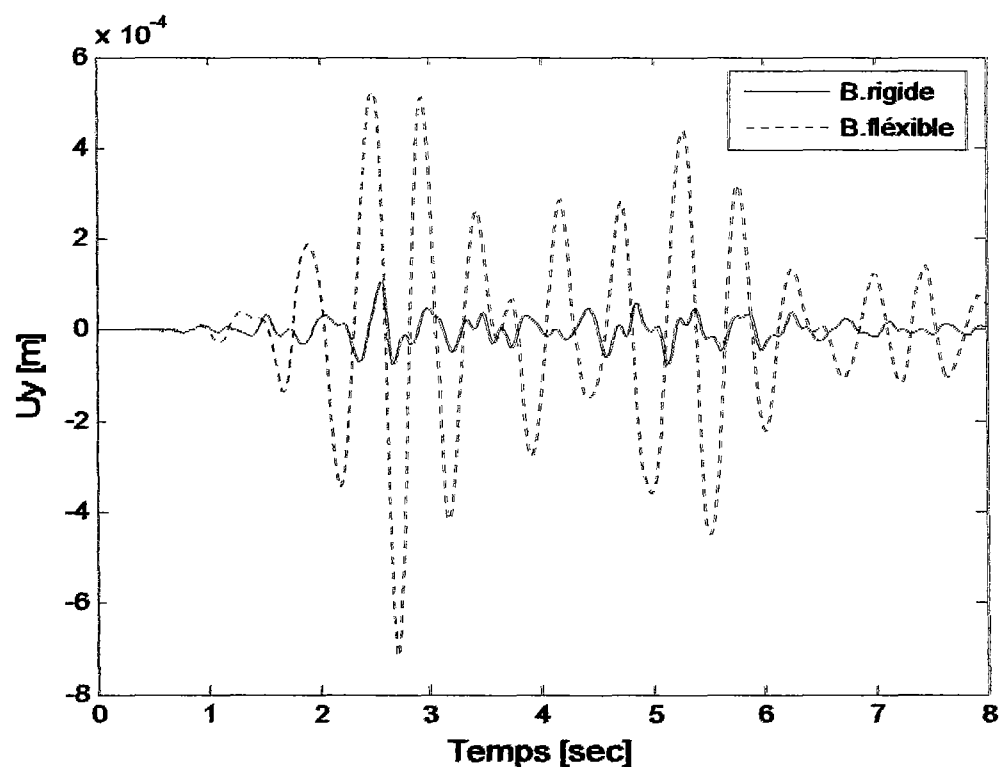
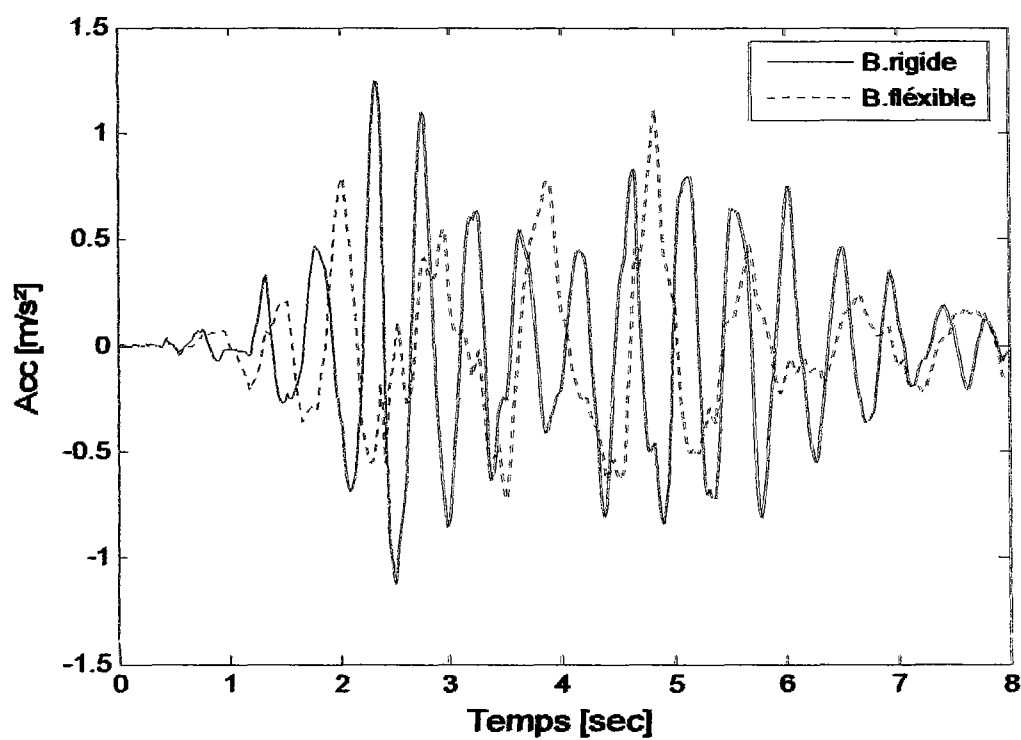
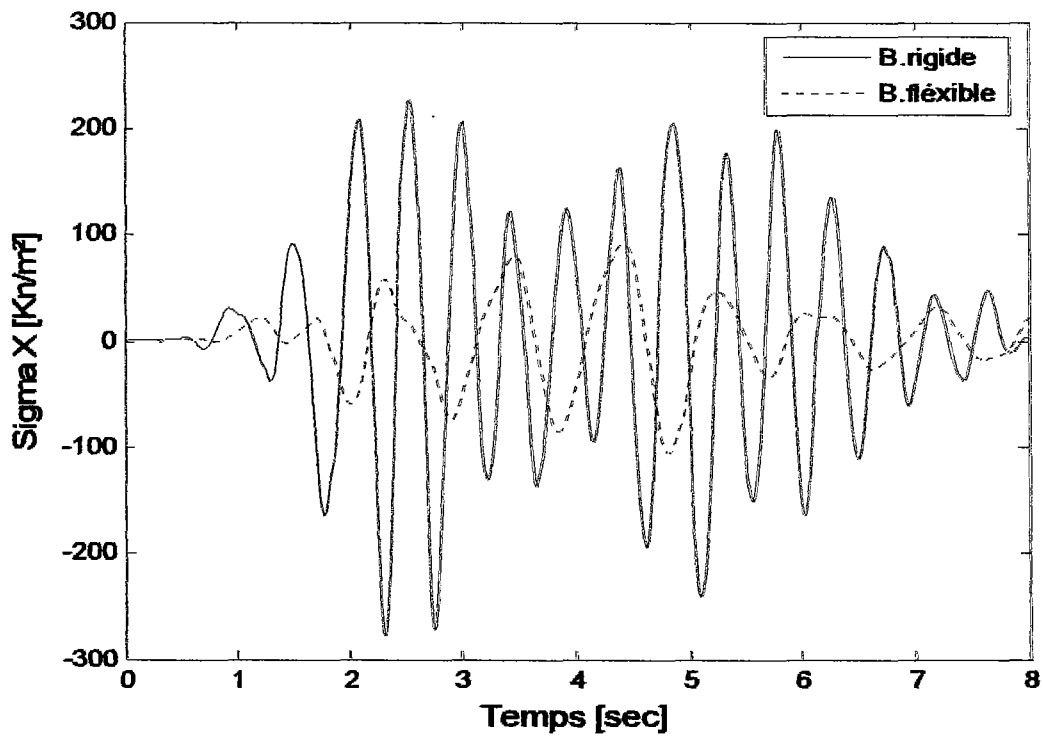


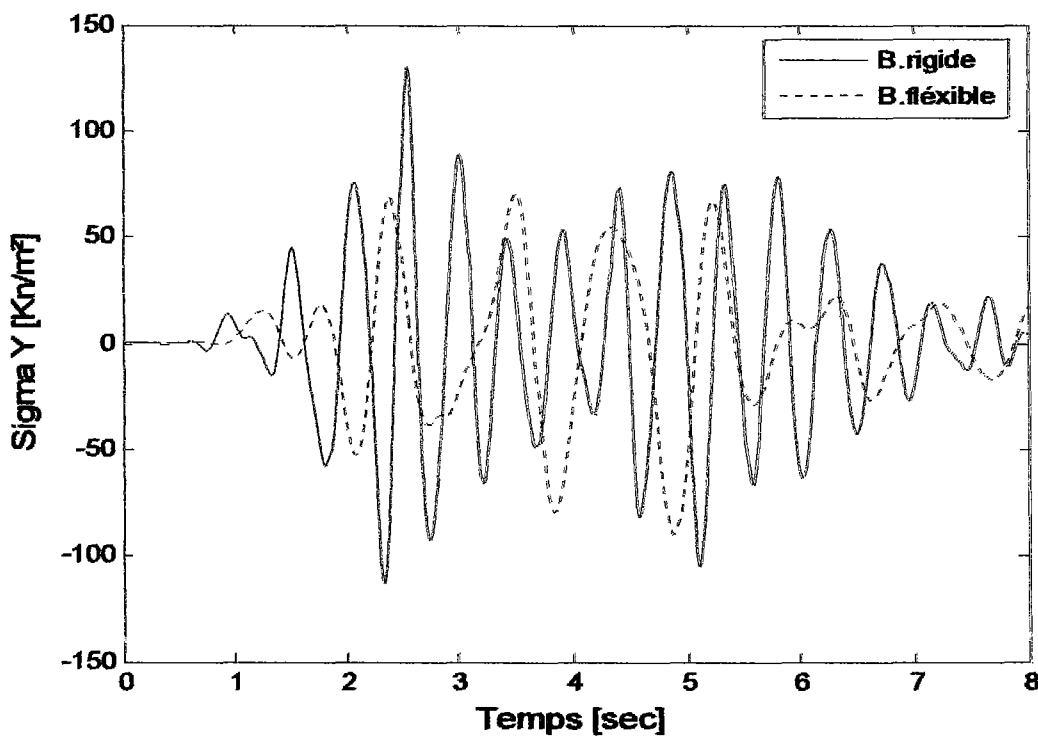
Figure V.41 : Evolution des déplacements suivant (yy) en crête du barrage



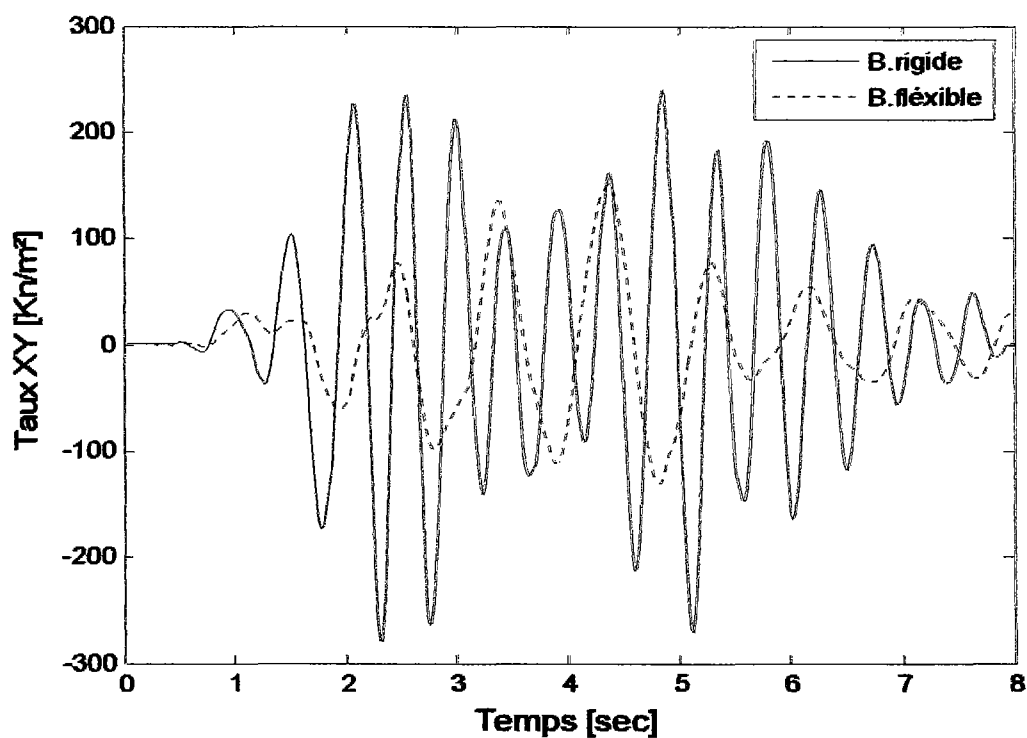
FigureV.42 : Evolution des accélérations suivant (xx) en crête du barrage



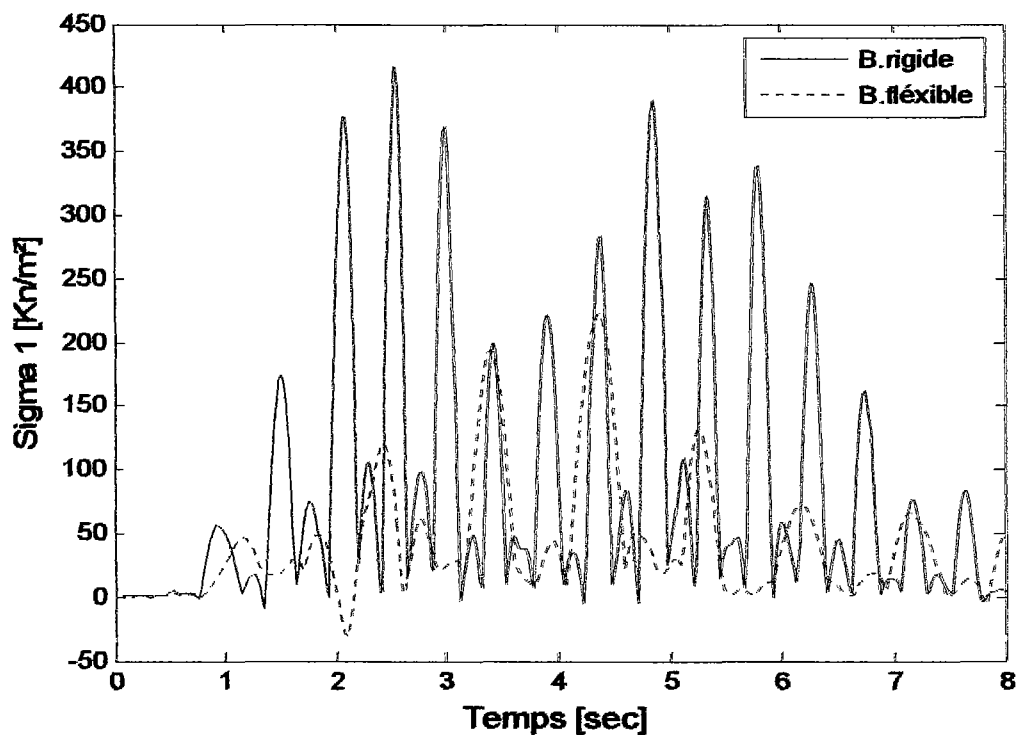
FigureV.43 : Evolution de la contrainte σ_x a la base du barrage



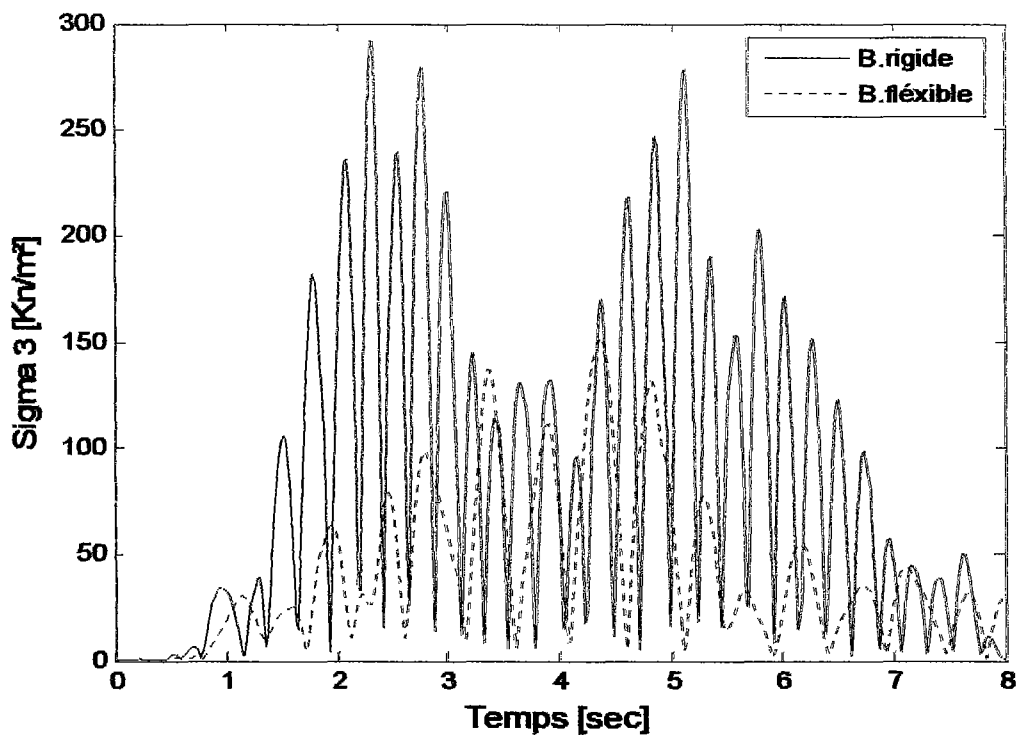
FigureV.44 : Evolution de la contrainte σ_T a la base du barrage



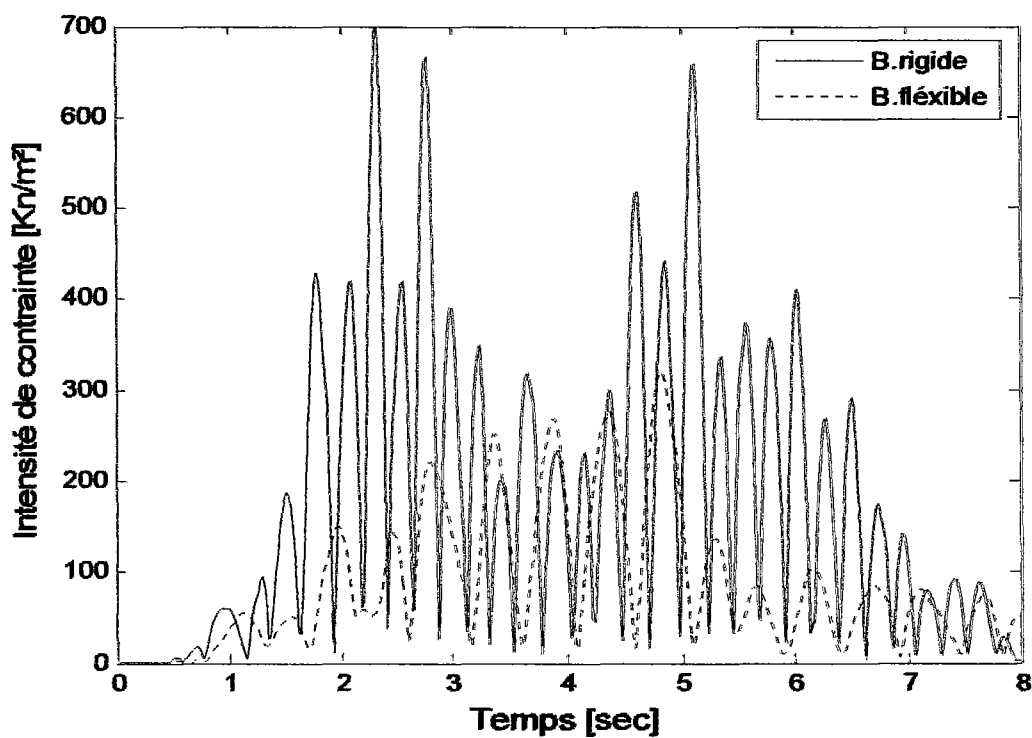
FigureV.45 : Evolution de la contrainte τ_{XT} a la base du barrage



FigureV.46 : Evolution de la contrainte σ_1 a la base du barrage



FigureV.47 : Evolution de la contrainte σ_3 a la base du barrage



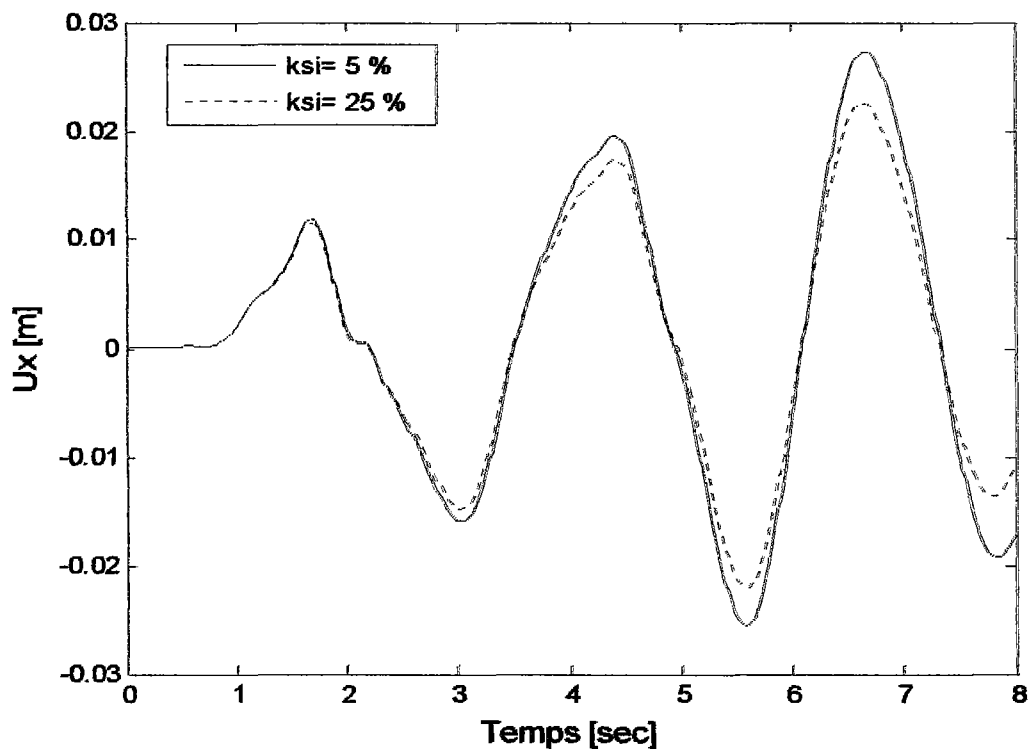
FigureV.48 : Evolution de l'intensité de contrainte a la base du barrage

Après analyse des courbes, on constate que l'augmentation de la rigidité du barrage conduit à une atténuation des déplacements en crête. Par contre on enregistre une amplification des accélérations et des contraintes.

L'amplification des accélérations peut être justifié par une diminution de l'amortissement du barrage, et l'amplification des contraintes peut être justifié par une différence de rigidité importante entre le barrage et la fondation.

V.4.4- Analyse du barrage avec un amortissement variable de la fondation :

Module d'élasticité de la fondation : $E=20$ Mpa



FigureV.49 : Evolution des déplacements suivant (xx) en crête du barrage

Module d'élasticité de la fondation : $E=5000$ Mpa

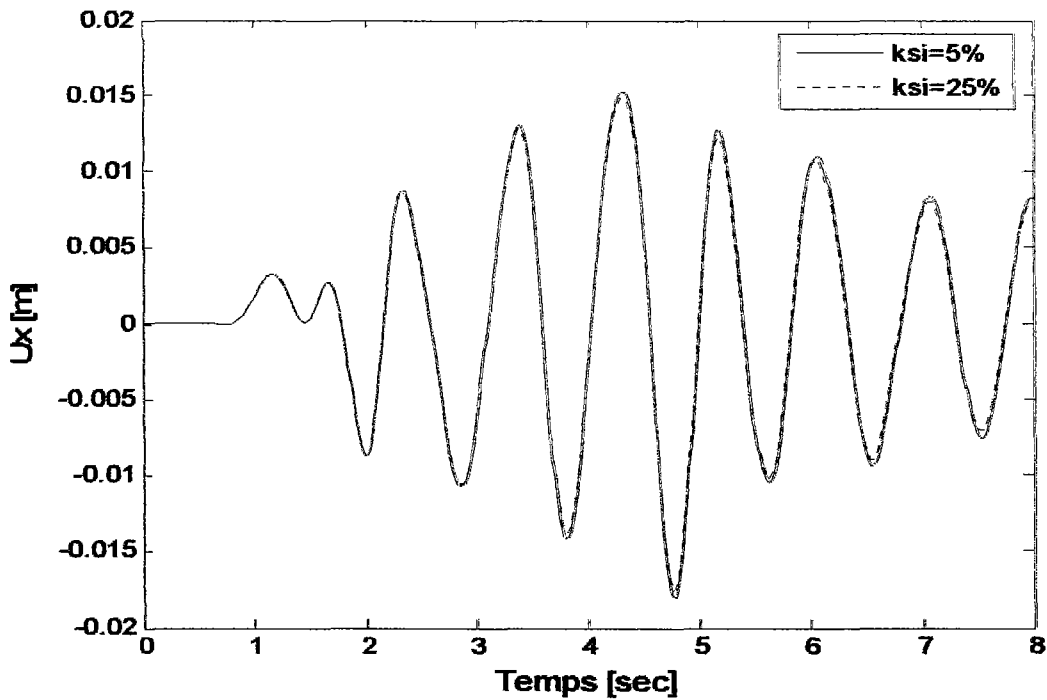


Figure V.50 : Evolution des déplacements suivant (xx) en crête du barrage

E_f (Mpa)	ksi= 5%			
	200	500	1000	5000
U_x (cm)	2.81	2.58	2.02	1.81

Tableau V.3 : Déplacements en crête pour un amortissement ksi=5%

E_f (Mpa)	ksi= 15%			
	200	500	1000	5000
U_x (cm)	2.67	2.37	1.94	1.78

Tableau V.4 : Déplacements en crête pour un amortissement ksi=15%

E_f (Mpa)	ksi= 25%			
	200	500	1000	5000
U_x (cm)	2.48	2.24	1.88	1.76

Tableau V.5 : Déplacements en crête pour un amortissement ksi=25%

Dans le cas d'une fondation flexible, l'augmentation du pourcentage d'amortissement critique de 5 à 25 % de la fondation, conduit à une réduction de 8 à

12 % des déplacements dynamiques maximaux en crête. Par contre dans le cas d'une fondation rigide, la réduction des déplacements ne dépasse pas les 3%.

On peut observé aussi que les courbes des déplacements sont nettement plus allonger, pour le cas d'une fondation flexible que pour le cas d'une fondation rigide, ce qui réduit le nombre de cycle de vibration du barrage, ce phénomène peut réduire le risque de liquéfaction, qui est fortement lié au nombre de cycle de vibration, plus le nombre de cycle est important plus le risque de liquéfaction est grand.

V.4.5- Analyse dans le cas d'un barrage plein :

Les résultats d'analyse de la réponse du barrage plein sont résumés dans le tableau V.6 :

E_r (Mpa)	200	500
U_x (cm)	4.74	3.82
U_y (cm)	0.62	0.76
Acc (m/s²)	0.76	0.96
σ_x (Kn/m²)	136.87	167.12
σ_r (Kn/m²)	172.36	193.12
τ_{xy} (Kn/m²)	132.78	141.02
Intensité de contrainte	374.31	402.25

Tableau V.6 : Résultats d'analyse pour le cas d'un barrage plein

Les résultats pour le cas d'un barrage plein, montre une très grande amplification des déplacements et des contraintes, chose qui est logique puisque ces ouvrages sont conçus pour s'opposer aux efforts de pression que provoque l'eau de la retenu.

CONCLUSION

Conclusion

Dans ce mémoire, nous avons présenté les facteurs principaux pouvant affecter significativement la réponse sismique des barrages en terre. Une étude portant sur l'interaction dynamique barrage - fondation a été effectuée. A cet effet un programme de calcul en éléments finis a été développé sous Matlab.

- L'étude des vibrations libres a montré que :

- Un raffinement du maillage permet d'avoir des résultats de meilleures convergences.
- La prise en compte de la fondation du barrage dans le modèle, conduit à un allongement des périodes de vibration, cet allongement est plus important pour une fondation importante et une flexibilité importante.
- Dans le cas d'une fondation rigide les périodes de vibration convergent vers celle d'un barrage encastré à sa base.
- La modélisation du fluide par une masse ajoutée conduit à un allongement des périodes de vibration.

- L'étude sous séisme a montré que :

- La prise en compte d'une partie de la fondation dans la modélisation du système a pour effet principal l'amplification des déplacements et la réduction des contraintes et des accélérations.
- Plus la fondation est flexible, plus les déplacements en crête du barrage sont amplifiés, par contre les accélérations ainsi que les contraintes sont atténuées.
- Pour une fondation rigide, les déplacements en crête du barrage sont nettement réduits mais les contraintes et accélération sont amplifiées.
- L'augmentation de la rigidité du barrage conduit à une réduction des déplacements et une amplification des accélérations et des contraintes.
- L'augmentation de l'amortissement critique n'a aucun effet pour le cas d'une fondation rigide, par contre on enregistre une atténuation assez importante pour le cas d'une fondation flexible.
- La présence de l'eau dans la retenue du barrage conduit à une amplification des contraintes et des déplacements.

La recommandation principal que l'on peut donnée est de construire les barrages en terre sur des terrains flexible, qui donne un meilleur comportement du barrage et un temps de réponse plus important ,(diminution des risque de liquéfaction du sol composant le barrage)

Recommandation :

L'évaluation de la réponse dynamique des systèmes complexes et de tailles importantes, tels que les systèmes barrage - fondation sous l'effets des séismes, demeure un champ d'investigation très important, des études approfondies, et de sérieux efforts de recherche en vue de mieux appréhender le comportement sismique des ces systèmes sont nécessaires. Donc pur une analyse fiable on doit tenir compte :

- Du comportement plastique et non linéaire du sol, présence de pressions interstitielles dans le sol, la compressibilité de l'eau.
- De l'aspects tridimensionnelles du système sol - fluide - barrage.
- des pressions hydrostatiques.
- De la variation des caractéristiques des matériaux.
- De l'aspect du site.
- De la Présence de la nappe phréatique.

BIBLIOGRAPHIE

- Bibliographie -

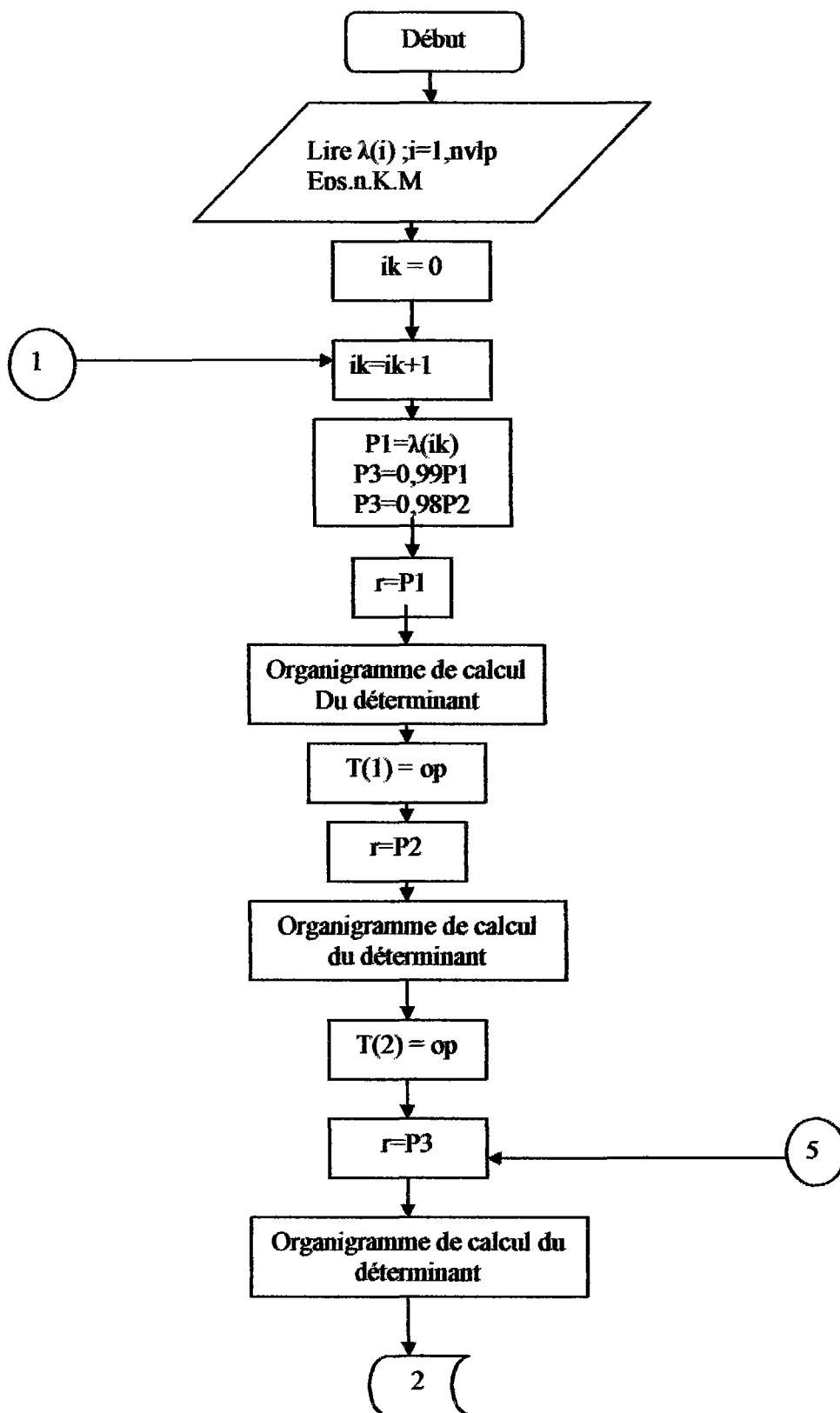
- [1] Analytical modelling of concrete hydraulic structures. University of California
- [2] BATHE, K.J. & WILSON, E.L. "*Numerical methods in finite element analysis*", Prentice Hall, 1976.
- [3] BARNALI GHOSH & S.P.G. MADABHUSHI effects of localised soil inhomogeneity in modifying seismic soil structure interaction, Geotechnical Research Group, University of Cambridge, U.K.
- [4] BENLATRECH L et BENSALIM K : comportement d'un voile sous l'effet des actions cinématiques, mémoire d'ingénieur université de Béjaia « 2001-2002 ».
- [5] CLOUGH, R.W. & PENZIEN, J. "Dynamics of structures", Mc Graw-Hill, London, England, 1993.
- [6] CHOPRA, A.K. & GUPTA, S. "Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake.
- [7] Dakoulas,P.(1990). Nonlinear response of dams founded on alluvial deposits in narrow canyons. Soil dynamics and earthquake engineering,9(6) :301-312.
- [8] Edward L. Wilson. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering Professor Emeritus of Structural Engineering University of California at Berkeley.
- [9] GERIK SCHEUERMANN : Visualization of Seismic Soils Structure Interaction Simulations, University of Kaiserslautern, Germany.
- [10] GOURI DHATT et GILBERT TOUZOT : Une présentation de la méthode des éléments finis.
- [11] HAMIDOU M. étude du phénomène de résonance dans un bassin semi-fini- Application au cas d'un port.Mémoire de magister ,Béjaia 2003
- [11]: HAMIDOU M., KADRI M., TAHAKOURT A. Influence de la dissipation sur les fréquences de résonance dans un bassin semi fini. 4^{ème} journées de mécanique, EMP Alger 2004.
- [12] Hardin et Drnevich,1972 : shear modulus and damping in soil :design equations and curve.
- [13] KADRI M. comportement statique et dynamique de quelques corps en 2D et 3D en tenant compte de la non linéarité géométrique. Thèse de PhD, Tachkent 1996.

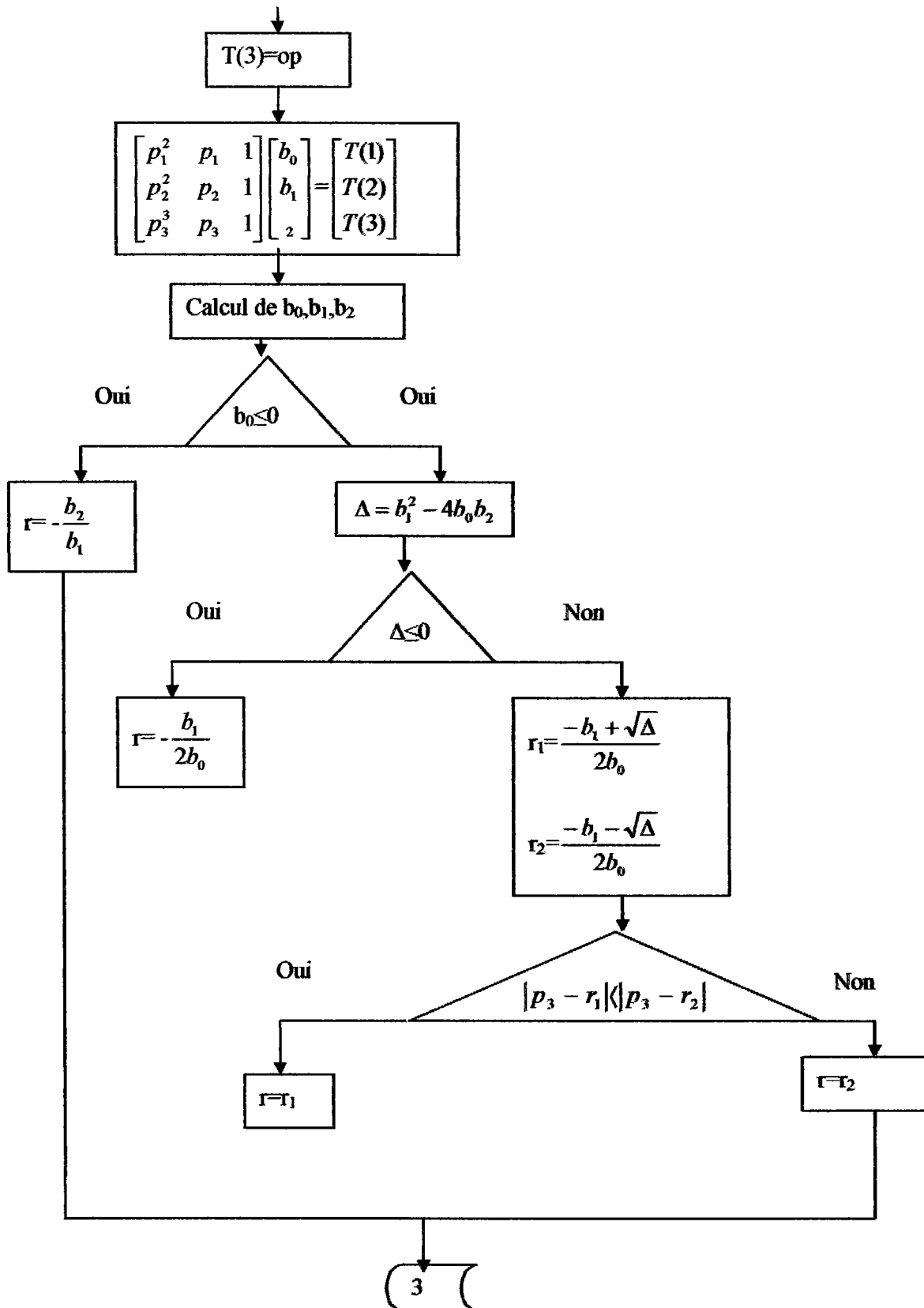
- [14] KADRI.M. "La réponse sismique des barrages et sont impact sur la stabilité. Séminaire international « eau et risque dans le contexte saharien ».19/11/2004
- [15] KADRI.M & SALAMOVA.K. « La résolution de problèmes dynamique et statique des barrages en terre. Acte de la conférence internationale « Question et problématique de la mécanique ». TACHKENT.25-27 mai 1993.
- [16] KADRI M. CHENAFLA : Vulnérabilité sismique des ouvrages en terre .1^{er} séminaire national sur les sciences durable.
- [17] KADRI M. Effet de la non linéarité géométrique sur le comportement des barrages. Algérien Journal of technologie. Pages 404-408.
- [18] KHENNA.A : Méthode des éléments finis énoncé des principes de base. Office des publications universitaires.
- [19] KALITKINE ,N.N:"Tchislinae Metodi";Edition Naouka;1988.
- [20] Marc KHAM « propagation d'ondes sismiques dans les bassins sédimentaires ».ENPC de Paris
- [21] M. Seid-Karbasi and P.M. Byrne. Embankment dams and earthquakes.
- [22] Mononobe .H.Takata :seismique stability of earth dam .in proceedings of the 2nd confress on large dams,volume 4,pages 435-443,Washington DC,IV.
- [23] MIRSAIDOV,M & AL:"Razrobotka Metodi Opredelinia Dinamitchchikh;Deposit Viniti ,Acadimica Naouk USSR,N8335.
- [24] Numerical Simulation of Sliding of an Earth Dam during the 1995 Kobe Earthquake Tadahiko SAKAMOTO).
- [25] NOUGIER, J.P : Méthode de calcul numérique .Troisième Edition, Masson, Paris 1991
- [26] SAP2002 Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures Computers and Structures, Inc.Berkeley, California, USA
- [27] Seghir.A : Investigation des effets d'interaction sismiques fluide structure par couplage éléments finis –éléments infinis. « Thèse de Magistère ENP Alger Juillet.99 ».
- [28] S.E. MOUSSAOUI , B. TILIOUINE , and B. ACHOUR The use of ritz vectors in a comparative study for vibratory analysis of dam foundation systems.
- [29] S.P. TIMOSHENKO –THEORY OF ELASTICITY, edition New York Mc.Graw-hill company.

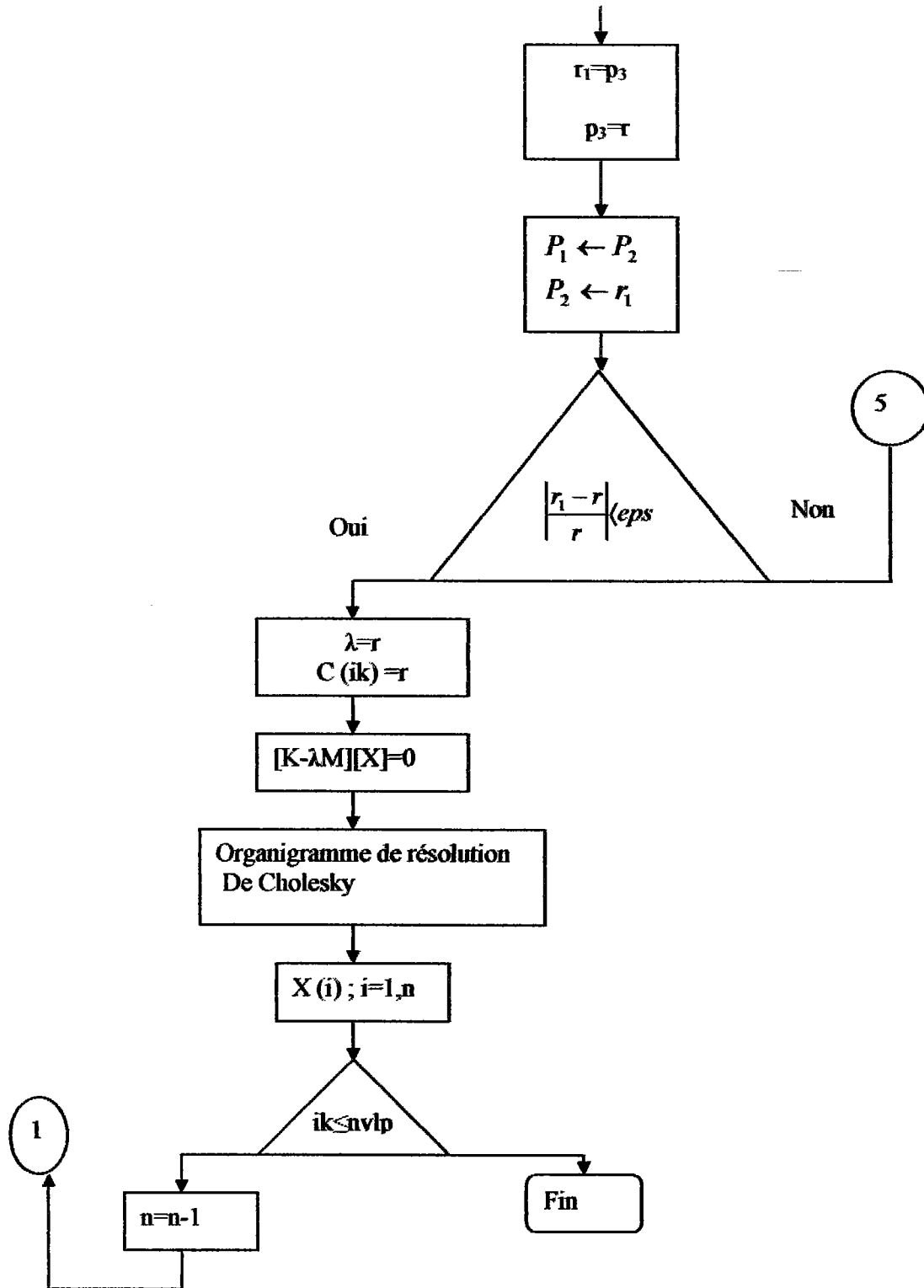
- [30] Zienkiewicz,O.C : The finit élément méthode .Troisième Edition ,McGraw Hill,Londres 1977.
- [31] Zienkiewicz,O.C ;Taylor,R.L : The finit élément méthode.Quatrième Edition,Tomes I et II McGraw Hill,Londres,1989.
- [32] Megnounif A; Djafour M: Elasticité Générale ,Office des Publications Universitaires.
- [33] Tiliouine ,B; “Dynamique des structures ,Aspect vibratoire, Tome1,Gecotec;2000
- [34] Gallacher,R “Introduction aux elements finis”,Edition Pluralis 1975.
- [35] Batoz,J.L & D.hatt,G .” Modélisation des structures par elements finis-solides élastiques”; Tome I, Edition Hermès;1990.
- [36] Fery .F Jirousek,J ; “ Analyse des structures et milieux continues. Méthode des elements finis”; 1 ere Edition, presses polytechniques et universitaires Rommandes ,Lausane ,Vol,6;2001
- [37] Eurocode 8 “Structure in seismic regions,design,part 1, general and Building”,Report EUR 12266 EN, Bruxelles : Office for official publications of the European communities,1988,327p
- [38] Euvrar PS 92 “Règles de construction parasismique,Règles PS applicables aux batiment,dites Règles PS 92”,norme française,AFNOR 1995,217p.
- [39] C.T. Wang,” Applied elasticity”, Mc Graw Hill Book Company 1953.
- [40] S.Timoshenko,” Theorie de l'élasticité”, Mc Graw Hill Book Company 1959.
- [41] Salomon ,”Elasticité lineaire”, Masson company.
- [42] Y.Bamberger,” Mécanique de l'ingénieur II: Milieux deformable”, Herman 1981.
- [43] A.E.H Love “A treatise on the mathematical theory of elasticity”, Fourth edition, Dover publication 1927.

ANNEXES

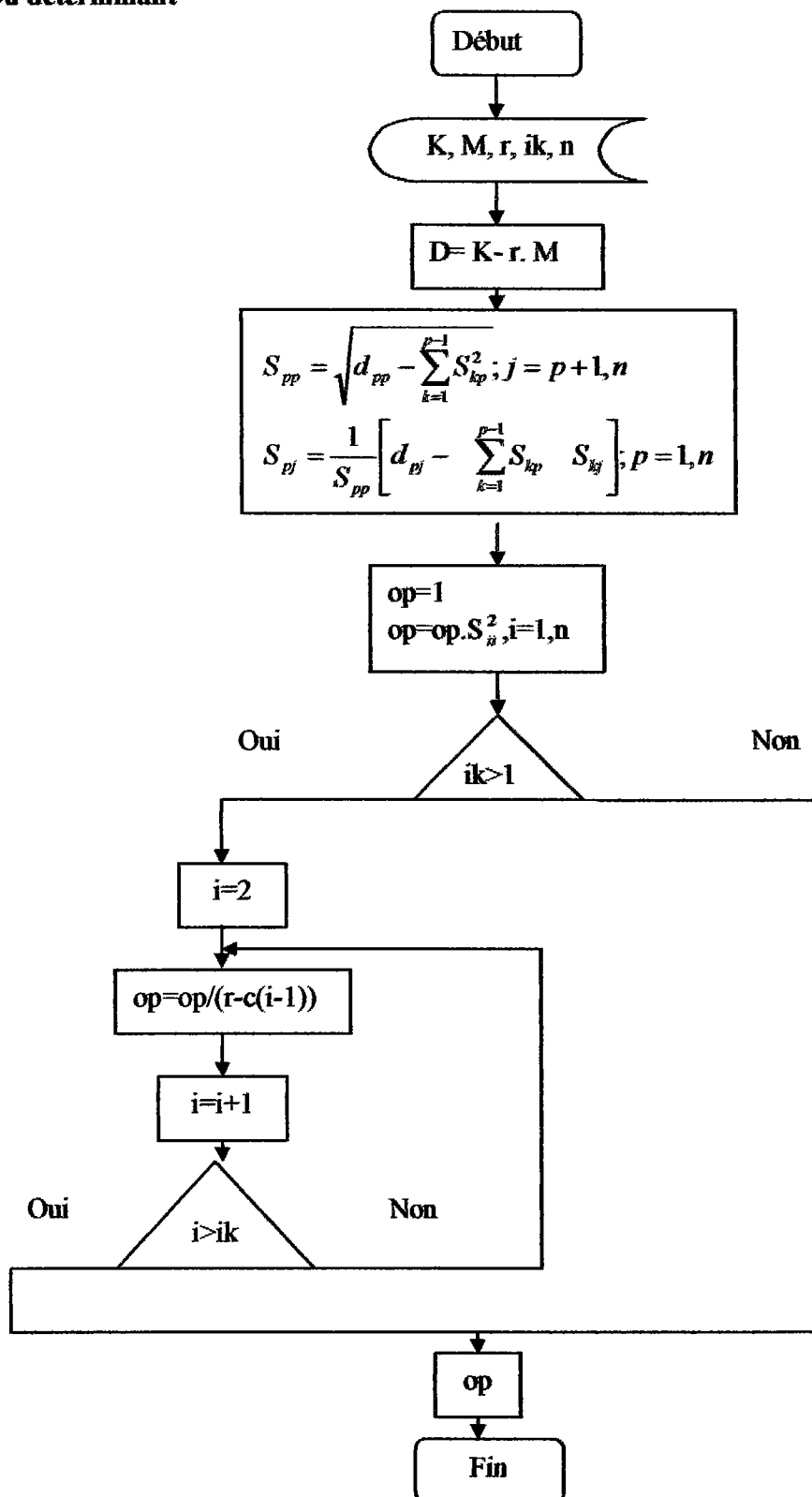
ORGANIGRAMME DE LA METHODE DE MULLER







**Organigramme de calcul
Du déterminant**



Organigramme de résolution d'un système linéaire :

organigramme de Cholesky

