

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

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
MEMOIRE PRESENTE PAR
M. MENARI FAROUK
INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE
MAGISTERE EN GENIE CIVIL
OPTION : MATERIAU ET STRUCTURES

Thème

*Effet de l'interaction sol structure sur la
réponse sismique d'un barrage poids en
béton*

Soutenue le 30/01/2008

Devant le jury composé de :

Mr CHELOUAH Nasser

Mr TAHAKOURT Abdelkader

Mr MAZA Mustapha

Mr KADRI Mohamed

Mr CHARRARED Merzouk

Mr SEGHIR Abdelghani

Président M.C U.Bejaia

Rapporteur M.C U.Bejaia

Examineur M.C U.Bejaia

Examineur M.C U.Boumerdes

Examineur M.C U.Bejaia

Invité C.C U.Bejaia

Résumé

Dans ce présent travail, une investigation des effets d'interaction sol-structure, sur le comportement dynamique d'un barrage poids en béton ancré dans un massif de sol, a été réalisée en utilisant un modèle d'éléments finis. Ce modèle, implique la discrétisation en éléments finis du système sol-structure, tout en faisant varier la position de la frontière de troncature. La discrétisation est faite tout en se basant sur deux types de formulations de l'interaction sol-structure : l'une avec fondation massive et avec fondation sans masse. L'importance de l'interaction sol structure, est mise en évidence en étudiant les variations de la période fondamentale et des déplacements maximaux en crête du barrage de Oued Fodda, ainsi que les accélérations en crête et les contraintes à la base de ce barrage. A cet effet un programme de calcul a été utilisé.

Mots clés : Barrage poids en béton, Interaction sol structure, Méthode des élément finis, Réponse sismique, Période fondamentale, Dynamique des structures, Masse ajoutée, Modèle analogique simplifié.

Abstract

In this work, an investigation of the soil structure interaction effects on the dynamic behaviour of a concrete gravity dam embedded on massive soil is conducted with a finite element model. This model, imply the finite element modelling of the soil-structure system, with variation of the position of truncation boundary. The modelling was done using two formulations, one is based on mass foundation and the second on massless foundation. The importance of the soil structure interaction was underlined by studying the variation of the fundamental period the displacements and acceleration of the crest of Oued Fodda dam, as well as the stress in the base. On this effect a program has been used.

Keywords : Concrete gravity dam, Soil structure interaction, Finite element method, Seismic response, Fundamental Period, Dynamic of structures, Add masse, Simplified analogical Model.

Liste des figures

Figure 2.1. Coupe transversale d'un barrage poids en béton

Figure 2.2. Barrage poids en béton

Figure 2.2. Barrage voûte en béton

Figure 2.3. Barrage à contreforts

Figure 2.4. Coupe transversale dans la terre

Figure 2.5. Les deux échelles de mesure de l'amplitude des séismes

Figure 3.1. Domaine Ω et sa frontière divisée en deux parties disjointes Γ_u et Γ_σ

Figure 3.2. Modèle simplifié d'interaction sol structure

Figure 3.3. Modèle d'interaction sol-structure

Figure 3.4. Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

Figure 4.1. Discrétisation schématique d'un corps déformable en éléments finis

Figure 4.2. Élément réel et élément de référence

Figure 5.1. Maillage du barrage et du sol

Figure 5.2. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de B/H_b et E_f/E_b
Cas avec fondation sans masse

Figure 5.3. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de B/H_b et E_f/E_b
Cas avec fondation massive

Figure 5.4. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de Z/H_b et E_f/E_b
Cas avec fondation sans masse

Figure 5.5. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de Z/H_b et E_f/E_b
Cas avec fondation massive

Figure 6.1. Les accélérations sismiques considérées dans l'étude (a) El Asnam 1980 (b) Loma Preita 1989.

Figure 6.2. Déplacements (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du temps
fondation sans masse (a)- Barrage encastré (b)- $B=12H_b$ (c)- $B=4H_b$

Figure 6.3. Déplacements (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du temps
fondation massive (b)- $B=12H_b$ (b)- $B=4H_b$

Figure 6.4. Déplacements relatifs maximaux (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction
du rapport E_f/E_b et B/H_b . Accélération de Loma Préita. (a)-Fondation massive (b)- Fondation sans
masse

Figure 6.5. Déplacements relatifs maximum (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction
du rapport E_f/E_b et B/H_b . Accélération de El ASnam. (a)- Fondation massive (b)- Fondation sans
masse

Figure 6.6. Déplacements relatifs (cm) maximaux en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du rapport E_f/E_b et Z/H_b . Accélération de Loma Préita. (a)- Fondation massive (b)- Fondation sans masse

Figure 6.7. Déplacements relatifs maximaux (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du rapport E_f/E_b et Z/H_b . Accélération de El Asnam. (a)- Fondation massive (b)- Fondation sans masse

Figure 6.8. Accélérations (m/s^2) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation sans masse. (a)- $B=4H_b$ (b)- $B=8H_b$

Figure 6.9. Accélérations en crête (m/s^2) du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation massive (a)- $B=4H_b$ (b)- $B=8H_b$

Figure 6.10. σ_{xx} (Pa) à la base du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation sans masse (a)- Barrage encastré (b)- $B=4H_b$ (c)- $B=8H_b$

Figure 6.11. σ_{xx} (Pa) à la base du barrage du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation massive. (a)- $B=4H_b$ (b)- $B=8H_b$

Figure 6.12. Les déplacements maximaux (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du taux amortissement. (a)- Fondation massive (b)- Fondation sans masse

Liste des tableaux

Tableau 5.1. Caractéristiques mécaniques et géométriques des barrages analysés.

Tableau 4.2. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage vide).

Tableau 5.3. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein).

Tableau 5.4. Périodes propres (sec) du barrage Oued Fodda (barrage vide).

Tableau 5.5. Périodes propres (sec) du barrage Oued Fodda (barrage vide) pour différents maillages.

Tableau 5.6. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein) fondation sans masse.

Tableau 5.7. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein) fondation massive.

Tableau 6.1. Déplacements maximaux (cm) en crête du barrage Pine Flat (Barrage plein) formulation avec fondation sans masse.

Tableau 6.2. Déplacements maximaux (cm) en crête du barrage Pine Flat (Barrage plein) formulation avec fondation massive.

Tableau 6.3. Déplacements maximaux (cm) en crête du barrage Oued Fodda.

Sommaire

Chapitre 1 : [Introduction générale](#)

1.1 Introduction	3
1.2 Organisation de l'étude.....	4

Chapitre 2 : [Recherche bibliographique](#)

2.1 Définition d'un barrage.....	6
2.2 Historique	6
2.3 Conception	7
2.4 Construction	8
2.5 Ouvrages annexes	9
2.6 Les différents types de barrages	11
2.7 Les différents usages des barrages.....	15
2.8 Les causes de rupture et les conséquences.	15
2.9 Le phénomène sismique	17

Chapitre 3 : [Modélisation de l'interaction sol-structure](#)

3.1 Introduction	22
3.2 Rappel sur la mécanique du solide (élasticité)	23
3.3 Principe des travaux virtuels	28
3.4 Formulation de l'interaction sol-structure	29
3.5 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure	30
3.6 Modélisation de l'interaction sol-structure	32
3.7 Caractérisation du champs sismique incident	38
3.8 Conditions de radiation	38
3.9 Prise en compte des pressions hydrodynamique avec le modèle de Westergaard	39
3.10 Conclusion	40

Chapitre 4 : [Discrétisation en éléments finis](#)

4.1 Introduction	42
4.2 Présentation générale de la MEF	43
4.3 Discrétisation du domaine géométrique	44
4.4 Discrétisation des formes intégrales	44
4.5 Utilisation de l'élément de référence	46

4.7 Conclusion	49
Chapitre 5 : Etude des vibrations libres	
5.1 Introduction	50
5.2 Présentation des systèmes sol-structure	51
5.3 Etude du barrage encastré.....	53
5.4 Etude du système couplé sol-structure	56
5.5 Etude paramétrique	57
5.6 Conclusion	61
Chapitre 6 : Etude de la réponse sismique	
6.1 Introduction	62
6.2 Les excitations dynamique considérées	63
6.3 Validation et comparaison	63
6.4 Etude paramétrique	65
6.5 Effet de l'interaction sol-structure sur les accélérations en crête du barrage	70
6.6 Effet de l'interaction sol-structure sur les contraintes à la base du barrage	71
6.7 Effet du taux d'amortissement sur les déplacements tout en tenant compte de l'interaction sol structure	73
6.8 Conclusion	74
Chapitre 7 : Conclusions	75
Références	76
Annexe A . Intégration numérique	
Annexe B . Méthode de superposition modale	
Annexe C . Présentation de la réponse sismique en terme de contrainte.	

Chapitre 1

Introduction générale :

1.1. Introduction :

Les mouvements sismiques du sol ainsi que les efforts et les déplacements qu'ils imposent aux structures sont parmi les actions les plus délicates à décrire dans le domaine de la construction et du génie civil. Leurs origines physiques tout d'abord, liées à la tectonique des plaques et aux ruptures de l'écorce terrestre engendrées en profondeur, restent encore mal connues et incomplètement expliquées même si la sismologie a fait de grands progrès depuis quelques dizaines d'années. Le problème est d'autant plus complexe que l'acte sismique qui s'exerce sur une structure ou un bâtiment décrit localement en terme de déplacement, vitesse ou accélération du sol, résulte de nombreux facteurs fort différents :

- La nature et la localisation des ruptures initiales (foyer du séisme).
- L'énergie totale libérée.
- La nature des sols traversés et celle du sol localement considéré avec les modifications subies par l'onde sismique.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes, vu leurs dimensions, l'importance de leur caractère économique et stratégique. L'augmentation de la demande d'approvisionnement en eau, d'irrigation et d'énergie hydroélectrique propre, donne un intérêt important à la construction de nouveaux barrages. La construction de ces ouvrages en zone sismique, constitue un danger potentiel permanent pour les populations avoisinantes, et une préoccupation importante pour les gouvernements. En conséquence, il est important, voir nécessaire de développer des méthodologies d'approche indispensables pour leur étude dynamique, en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action sismique. Les barrages, comme tout autre structure, présentent une certaine interaction sismique sol-structure, ainsi que l'interaction fluide-structure avec le réservoir d'eau de stockage.

L'interaction sol-structure, a une influence significative sur la réponse sismique des structures massives telles que les centrales nucléaires, les ponts et les barrages. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol, sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe, on y rencontre des ondes de volume, (compression P et cisaillement S) et des ondes de surfaces (Rayleigh, Love, Stoneley). La nature des ondes, est dictée non seulement 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 absence de superstructure, le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre, du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant. Le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation, et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène, est connu sous le nom d'interaction cinématique [26]. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation, développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inerties qui sont retransmises à la fondation sous la forme de force et de moment. Ce phénomène, est connu sous le nom d'interaction inertielle [1].

Deux approches sont possibles pour un tel problème : une approche déterministe [20, 34, 37] et une approche probabiliste [17, 26]. La première n'est envisageable que dans le cas d'une connaissance parfaite des caractéristiques mécaniques du sol au voisinage de l'ouvrage, objectif coûteux mais en principe réalisable. La seconde, s'impose alors dès qu'il s'agit d'un champ sismique incident réaliste inconnu *a priori*, identifié par ses caractéristiques statistiques et/ou ses fonctions de cohérences [11, 26].

1.2. Organisation de l'étude :

Le présent travail, a pour objet, l'évaluation de la réponse sismique des barrages poids en béton, tout en tenant compte de l'interaction sismique sol-structure dans le domaine temporel. Pour ce faire, on a exposé les deux formulations, les plus courantes interaction avec fondation massive et l'interaction avec fondation sans masse.

Le mémoire, est organisé en six chapitres, une introduction générale consacrée à la problématique. Dans le premier chapitre, nous avons fait une recherche bibliographique sur les différents types de barrages ainsi que le risque sismique. Par la suite nous allons exposer, dans le chapitre trois, les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, tout en donnant un rappel sur la mécanique des milieux continus. Nous avons donné un exemple de modèle analogique simplifié et les différentes formulations prises dans l'étude.

Dans le quatrième chapitre, nous allons exposer les grandes lignes de la méthode des éléments finis, et son application dans le cadre de notre étude. Au cinquième chapitre, nous avons donné les résultats de l'étude des vibrations libres de deux barrages bien connus avec confrontation et validation du programme utilisé. Au dernier chapitre, nous avons étudié la réponse sismique du barrage de Oued Fodda sous l'effet du séisme d'El-Asnam (Algérie) et de Loma Preita (USA). Finalement, on termine le mémoire avec une conclusion générale et quelques recommandations. Tout en sachant qu'une recherche bibliographique est faite au niveau de chaque chapitre.

Chapitre 2

Recherche bibliographique :

2.1. Définition d'un barrage :

C'est un ouvrage artificiel disposé en travers d'un cours d'eau pour arrêter son écoulement, créer une retenue ou élever le niveau de l'eau en amont. Plusieurs objectifs conduisent à la construction d'un barrage : concentrer la pente naturelle d'une rivière dans un site donné, rendant ainsi possible la production d'électricité à partir de l'énergie potentielle de l'eau (énergie hydroélectrique) ; stocker, puis amener l'eau des rivières vers des canaux et des systèmes d'irrigation ; augmenter la profondeur des rivières pour la navigation ; contrôler le débit de l'eau pendant les périodes de sécheresse et de crue ; créer des lacs artificiels destinés aux loisirs... etc. De nombreux barrages cumulent plusieurs de ces fonctions [69].

2.2. Historique :

Le premier barrage connu a été construit en Égypte, vers 4000 av. J.-C., pour faire dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis. De nombreux barrages en terre ont été bâtis durant l'Antiquité (notamment par les Babyloniens), pour former des systèmes d'irrigation élaborés, qui ont permis de rendre fertiles des régions jusque-là improductives et d'alimenter en eau d'importantes populations [6, 15].

Par la suite, l'homme a eu l'idée d'utiliser l'énergie des cours d'eau pour faire tourner des moulins et des machines à eau. En raison des ravages provoqués par les inondations périodiques, peu de barrages vieux de plus d'un siècle sont encore en fonction. La construction de barrages durables, d'une hauteur et d'une réserve plus conséquentes, est devenue possible grâce à l'usage du ciment, du béton et de la mise au point d'engins de terrassement et de transport de matériaux. Dernièrement, de nouveaux types de barrages sont apparus, comme celui de l'usine marémotrice de la Rance en France, qui retient l'eau de mer amenée par la marée [15].

Aujourd'hui, il existe dans le monde plus de 35 000 barrages d'une hauteur supérieure à 15 m, et plus de 1 500 grands barrages sont en construction.

2.3. Conception :

Les conséquences d'une rupture de barrage étant très graves, ces édifices doivent être conçus minutieusement avec d'importantes marges de sécurité, puis surveillés en permanence pendant et après leur réalisation.

2.3.1. Sécurité :

La conception d'un barrage doit tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques et géologiques du milieu où il sera construit. On doit, par exemple, considérer les apports moyens en eau et leurs fluctuations saisonnières ; les caractéristiques topographiques concernent essentiellement l'adaptation du barrage au relief ; on doit également tenir compte des risques de séisme. Des analyses rigoureuses sont effectuées sur les fondations naturelles et la cuvette à remplir, qui doivent être étanches et avoir la résistance nécessaire pour supporter le poids du barrage, ainsi que celui de l'eau [15, 69].

Tout défaut d'étanchéité, à l'intérieur ou sous un barrage, doit être prévenu afin d'éviter des pertes d'eau, mais surtout pour empêcher l'affouillement (érosion) de la structure elle-même. Les géologues mesurent également la profondeur à laquelle se trouve le sol rocheux de fondation, sous la couche alluviale [15].

Un barrage doit être construit de façon à résister aux forces auxquelles il est soumis, la gravité : qui tend à provoquer son affaissement sous l'effet de son propre poids, la pression hydrostatique exercée par la retenue d'eau sur toute la hauteur de l'édifice et sur ses fondations (sous-pression), les pressions interstitielles au sein du massif, les tensions et les contraintes des matériaux constituant l'ouvrage [69].

La sécurité concerne également l'appareillage mécanique ou électrique qui permet de réguler le niveau de la retenue, de réaliser la dérivation de l'eau et l'évacuation des crues, d'amener éventuellement l'eau vers une unité de production hydroélectrique, ou encore le passage des bateaux (écluse) [15].

2.3.2. Autres critères :

L'objectif premier d'un barrage étant la production d'électricité (hydroélectricité), la hauteur de l'ouvrage est cruciale, car la puissance fournie augmente avec la hauteur de

l'eau retenue. Pour les barrages chargés de contrôler les inondations, le volume de la réserve est la considération première. La hauteur d'un barrage est essentiellement limitée par la topographie du site, mais peut être affectée par d'autres facteurs. Des facteurs limitatifs peuvent être pris en compte, comme les répercussions écologiques et l'interférence de l'ouvrage avec les autoroutes et les voies ferrées [15].

Il est généralement préférable que le lac de retenue formé par un barrage soit très étendu et peu élevé [15].

2.4. Construction :

2.4.1. Le barrage :

La construction d'un barrage nécessite la mise à sec et la préparation des fondations. L'assèchement est réalisé au moyen d'un ou de plusieurs batardeaux, digues ou barrages provisoires, généralement réalisés en enrochements ou constitués d'un barrage-voûte de faibles dimensions. Les aménagements sont érigés en amont, et parfois de chaque côté de l'emplacement de l'ouvrage. Ils détournent la rivière pendant la construction au moyen de conduites, de galeries ou de canaux de dérivation. Les tunnels ainsi formés sont souvent transformés et réutilisés après l'achèvement de l'ouvrage [15, 56].

Si les conditions topographiques empêchent la réalisation de canaux de dérivation, un barrage peut être construit en deux étapes. On établit alors un batardeau sur la moitié de la largeur de la rivière, pendant la construction de la partie basse du barrage. Ce batardeau est ensuite enlevé et un second est établi autour de la partie opposée du site. L'élaboration de grands barrages peut s'étendre sur une période de sept ans. La possibilité d'inondations importantes pendant la période de détournement est un risque à envisager [56].

2.4.2. Les bassins de rétention :

L'eau qui retourne à la rivière en aval du barrage ne doit pas avoir la possibilité de creuser ou d'éroder ni le lit de la rivière, ni d'affecter la fondation du barrage par effet de cavitation. Ainsi, des plans d'eau, appelés bassins de rétention, sont prévus pour réduire la vitesse de l'eau, et donc son énergie cinétique. Ces bassins constituent un élément majeur du barrage. Le bassin en tablier et le bassin à chocs sont des structures courantes, permettant de diminuer l'énergie élevée de la chute de l'eau. Dans le bassin-tablier, la vitesse importante du courant peu profond issu du barrage est transformée en courant

profond de faible vitesse, qui se décharge le long d'un tablier en béton horizontal ou en pente, s'étendant en aval à partir de la base du barrage. Dans le type de construction avec bassin à chocs, l'extrémité du barrage est formée de manière à détourner le débit important vers le haut, loin du lit de la rivière. La « secousse » résultante limite l'énergie destructrice de l'eau [15].

2.4.3. Surveillance de l'ouvrage :

On doit repérer les fuites et les suintements éventuels, ainsi que les déformations et les fissures : il s'agit de l'auscultation de l'ouvrage, qui s'effectue après l'achèvement des travaux et parfois même au cours de la construction. On utilise des procédés topographiques pour déterminer les zones de déplacement superficielles de l'ouvrage ; on mesure les déplacements internes au moyen de tassomètres et de clinomètres pour les barrages en matériaux meubles, et par pendule pour les ouvrages en béton ; on évalue les déformations, les débits de fuite, les pressions interstitielles, les contraintes [15].

2.5. Ouvrages annexes :

Un barrage est érigé avec des ouvrages annexes, qui assurent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau.

2.5.1. Evacuateurs de crues ou déversoirs :

Lorsque le niveau normal du réservoir de retenue est atteint, des déversoirs sont prévus pour garantir le non-dépassement de ce niveau. Ils doivent laisser passer sans dommage les plus grosses crues. Ainsi, on les appelle parfois des évacuateurs de crues. Un déversoir est donc nécessaire pour évacuer le surplus du débit sans risquer d'endommager le barrage, la centrale électrique ou le lit de la rivière en aval du barrage. Le type le plus courant de déversoir est le dégorgeoir. Pour permettre une utilisation maximale du volume de la réserve, des vannes mobiles sont parfois installées au-dessus de la crête (sommet du barrage), afin de réguler le surplus. Dans les barrages, comme celui du Mississippi, les déversoirs de crues ont une telle importance que le dégorgeoir occupe la largeur entière du barrage, et la structure globale apparaît comme une succession de piles verticales, supportant des vannes mobiles. La glissière, autre type de dégorgeoir, est un large chenal à pente douce en béton, construit généralement aux extrémités d'un barrage de remblai de hauteur moyenne [69].

Le type de déversoir dépend parfois de la topographie du site sur lequel le barrage est construit. Dans les vallées étroites, par exemple, les parois des barrages sont

généralement trop escarpées pour qu'on puisse y installer des déversoirs de type dégorgeoir. Le barrage Hoover, sur le fleuve Colorado, aux États-Unis, est équipé d'un déversoir en forme de puits. Les puits déversoirs sont adaptés aux barrages dans des zones de drainage restreint, où les inondations sont rarissimes. Dans ces déversoirs, un puits vertical en amont du barrage évacue l'eau du réservoir lorsque le niveau est trop haut. Le puits vertical est raccordé à un conduit horizontal, en travers du barrage, qui mène à la rivière située plus bas [15].

2.5.2. Ouvrages provisoires d'évacuation :

Des galeries et des puits de drainage sont creusés dans la masse du barrage pour collecter et évacuer les eaux qui pourraient s'infiltrer dans le corps de l'ouvrage et diminuer ainsi la sous-pression. Les galeries de drainage (réparties sur plusieurs niveaux) acheminent les eaux recueillies par les puits de drainage jusqu'aux rives et dans les profondeurs de la roche d'assise [15].

2.5.3. Prises d'eau :

Outre les déversoirs, des ouvrages d'évacuation sont nécessaires pour extraire l'eau du réservoir en continu. Cette eau est renvoyée à la rivière en aval du barrage ou fournit de l'énergie hydroélectrique *via* des turbines ; on peut également l'utiliser pour irriguer ou alimenter les grandes villes. L'évacuation des barrages est réalisée au moyen de tuyaux et de galeries, avec des canaux placés à côté du niveau minimal du réservoir. De tels canaux sont pourvus de portes et de vannes permettant de réguler le débit [15].

2.5.4. Vidanges de fonds :

Les barrages sont généralement équipés d'un ouvrage de vidange, construit au fond de la retenue d'eau. Celui-ci doit pouvoir vider la retenue en huit ou dix jours en cas de danger, ou lors du contrôle, de l'entretien, ou de la réparation du barrage et de ses constructions annexes. Lorsque le barrage sert à produire de l'électricité, l'usine hydroélectrique fait partie des ouvrages annexes. Elle est le plus souvent séparée du barrage ; parfois, elle est intégrée dans le corps de la construction [15].

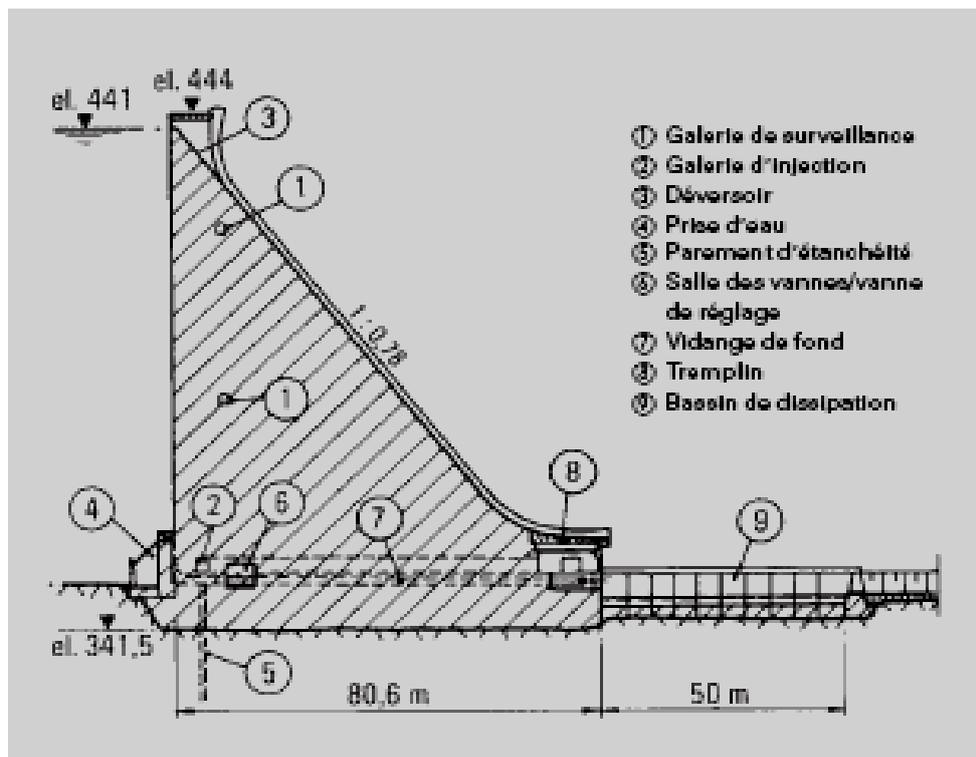


Figure 2.1. Coupe transversale d'un barrage poids en béton

2.6. Les différents types de barrages :

Il existe des barrages en maçonnerie ou en béton et des barrages en matériaux meubles. Les premiers appartiennent à au moins l'une des catégories suivantes : les barrages-poids (ouvrages de masse importante, dont le poids s'oppose à la poussée de l'eau du lac), les barrages-voûtes (incurvés sur les flans de la vallée), les barrages à contreforts (constitués de murs triangulaires parallèles au lit du cours d'eau), et les barrages mobiles, de hauteur modérée. Les trois premiers types, généralement en béton, nécessitent des fondations rocheuses de qualité. Ce sont des barrages-réservoirs : ils servent généralement à accumuler un certain volume d'eau pour l'irrigation, la lutte contre les crues ou la production d'énergie. Les barrages mobiles, souvent réalisés en travers d'un cours d'eau, sont employés pour rendre ce dernier navigable [69].

Parmi les barrages en matériaux meubles, on peut citer les barrages en enrochement, les barrages en terre, constitués d'une terre homogène dans tout l'ouvrage ou de terres de différentes origines disposées en zone, les barrages mixtes, comportant un noyau étanche en terre argileuse et des enrochements. Le choix du type de barrage pour un site donné est déterminé par des considérations économiques et de sécurité. Le coût d'un barrage est partiellement lié à la disponibilité des matériaux de construction et à

l'accessibilité du site. La nature des fondations est décisive dans le choix du barrage à édifier. Dans ce qui suit, on va juste s'intéressé au barrages en béton.

✓ ***Barrages poids conventionnels :***

Le barrage poids moderne est une solide structure en béton à profil triangulaire, épaissie à sa base et affinée vers le haut. Vu du dessus, il est rectiligne ou légèrement incurvé, ce qui permet de réduire son volume, et donc son prix. Le côté en amont est pratiquement vertical. La stabilité et la résistance à la pression d'un tel barrage sont assurées par son propre poids, qui l'empêche de basculer ou de glisser sur sa base.

Il s'agit du type de barrage le plus stable et qui nécessite le moins de maintenance. La hauteur d'un barrage poids est généralement restreinte par le type de fondation. En raison de leur poids, les édifices de plus de 20 m de haut sont souvent construits sur des fondations rocheuses, et non sur un sol alluvial [15, 69].

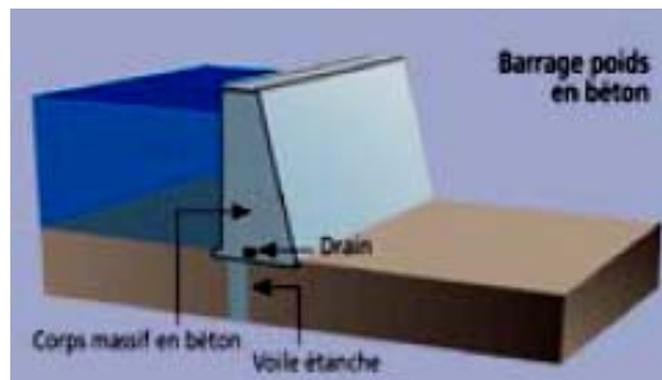


Figure 2.2. Barrage poids en béton

✓ ***Barrages en béton compacté au rouleau (procédé BCR) :***

La construction en béton compacté au rouleau a été introduite pour réduire les coûts en ayant recours à des mélanges bétonneux moins chers et pour accélérer les travaux. Contrairement à la construction en blocs, le béton est coulé à l'horizontale au moyen de bétonneuses conventionnelles. Le béton est acheminé à la crête du barrage par camions ou sur des tapis roulants, réparti par des bulldozers et comprimé par des rouleaux compresseurs avec vibration. L'épaisseur de la couche de béton est de 30 à 50 cm. Pour atteindre une parfaite étanchéité, les ouvrages d'amenée et de fuite sont construits en béton selon la méthode conventionnelle. En sus, une couche de mortier est posée entre les couches de béton compacté au rouleau. Il n'est pas recommandé de procéder au remplissage du réservoir pendant les travaux, mais cela ne causerait aucun dommage notable. Habituellement, le béton compacté

destiné à la construction de barrages possède une faible teneur en ciment, ce qui réduit non seulement les coûts, mais encore les problèmes liés à la chaleur d'hydratation. Cependant, si la construction est défectueuse et si la réalisation des travaux n'est pas effectuée correctement, des problèmes dus à des fissures et à des fuites peuvent apparaître [56].

✓ ***Barrages voûtes en béton :***

Le barrage voûte emploie les mêmes principes de structure que le pont en arche. La voûte s'incurve vers le courant d'eau et la charge d'eau principale est répartie le long du barrage, mais surtout vers les parois latérales de la vallée étroite ou du canyon dans lesquels de tels barrages sont construits. À la courbure en plan s'ajoute parfois une courbure verticale, le barrage étant alors appelé barrage coupole. La courbure des barrages-voûtes était initialement circulaire, mais les outils informatiques (modélisation mathématique) ont permis de concevoir de nouvelles formes, comme les spirales logarithmiques, proposées par les ingénieurs de l'EDF [56].

Dans des conditions favorables, les barrages voûtes contiennent moins de béton que les barrages-poids et leur stabilité est obtenue plutôt par leur forme que par leur masse propre. Relativement peu de sites conviennent à ce type de barrage. En effet, ils ne sont adaptés qu'à des vallées étroites. Ce sont les ouvrages les plus sûrs lorsque les points d'appui sont immuables.

Le premier barrage-voûte aurait été érigé en Iran, à la fin du XIII^e siècle. Il s'agit du barrage de Kebar, haut de 45 m et large de 55 m. Le barrage de Inguri, construit en 1980 en Géorgie, constitue l'un des plus hauts barrages-voûtes au monde (272 m de haut, 680 m de large). Le type combiné poids et voûte le plus haut est le barrage Hoover, situé sur le fleuve Colorado, le long de la frontière de l'Arizona et du Nevada. Achevé en 1936, il a une hauteur de 210 m et une longueur d'environ 400 m. Le lac Mead, soutenu par le barrage Hoover, est l'un des plus grands lacs artificiels du monde, avec une superficie de 694 km² et une longueur de littoral de 885 km. En France, on peut citer le barrage de Tignes, sur l'Isère [15].

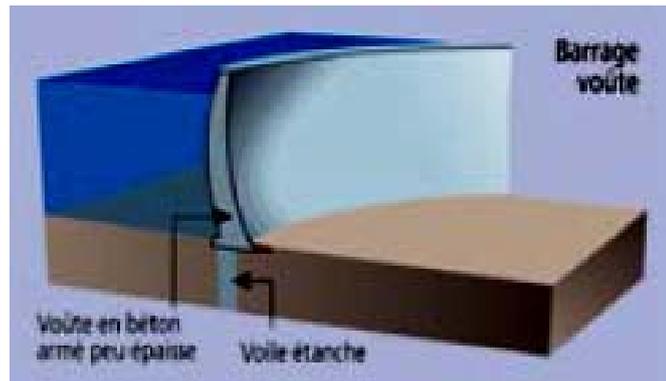


Figure 2.2. Barrage voûte en béton

✓ **Barrages à contreforts :**

Un barrage à contreforts comporte un voile d'étanchéité s'appuyant sur des piliers régulièrement espacés. Il est formé d'un mur amont, ou plate-forme, appelé masque plan amont, qui supporte l'eau retenue. L'édifice est équipé d'une série de renforts, ou murs triangulaires verticaux, construits pour supporter la plate forme et redistribuer la poussée de l'eau vers les fondations. Le voile d'étanchéité est généralement très incliné vers l'aval, pour que le poids de l'eau plaque le barrage contre le terrain qui le supporte. Le poids de l'eau retenue par le barrage permet ainsi de compenser sa relative légèreté. Ces barrages sont parfois appelés barrages-poids creux, car ils requièrent seulement de 35 à 50 p. 100 du béton utilisé dans un barrage-poids de taille comparable. Le type de barrage à dalles planes ou à voûtes multiples est un exemple courant de barrage à contreforts, comme le barrage de Girotte, dans les Alpes. Dans un barrage à contreforts en dalles planes, le mur qui supporte la charge de l'eau est un rideau étanche de dalles en béton armé, encerclant l'espace entre les renforts [15, 69].

Malgré une économie considérable sur les matériaux utilisés, les barrages à contreforts ne sont pas forcément moins coûteux que les barrages-poids. Le coût des ouvrages à forme complexe et l'installation en acier pour les consolider compensent les économies sur le béton. De tels barrages sont parfois nécessaires dans des sites dont le terrain d'appui est médiocre, ou lorsque la vallée est trop large pour permettre la construction d'un barrage-voûte. Le premier barrage à contreforts en béton armé a été construit à Theresa, dans l'État de New York, en 1903. Le barrage Alcantara II, construit en 1969 en Espagne, est un barrage à contreforts de 128 m de hauteur et de 570 m de longueur [69].

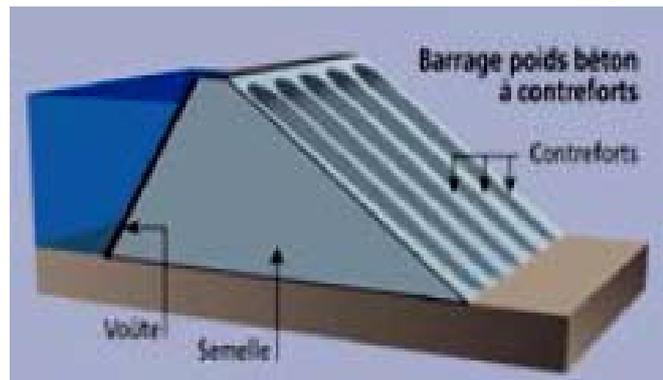


Figure 2.3. Barrage à contreforts

✓ **Barrages mobiles :**

Également appelé barrage à niveau constant, le barrage mobile a une hauteur limitée ; il est généralement édifié dans la partie aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. Il est muni en des endroits d'une bouchure qui est une partie mobile permettant de réguler le niveau en amont comportant des vannes métalliques ; la partie fixe correspond à un radier (revêtement) étanche. En réglant l'ouverture des vannes, on peut maintenir un niveau d'eau constant à l'amont. On peut utiliser ce type de barrage dans l'aménagement des estuaires et des deltas [6].

2.7. Les différents usages des barrages :

Les barrages sont conçus dans un but bien précis, mais certains ouvrages peuvent combiner plusieurs usages. Parmi ces fonctions, on trouve la régulation des cours d'eau (maintien d'un niveau minimum des eaux en période de sécheresse, barrage écrêter de crue), le stockage d'une réserve d'eau, utilisée pour alimenter un canal ou une ville, lutter contre les incendies ou irriguer les cultures, la production d'énergie électrique, la plaisance ou encore la décantation et le stockage de déchets miniers [15, 69].

2.8. Les causes de rupture et les conséquences :

2.8.1. Les causes de rupture :

Le danger réside dans la rupture du barrage ou sa submersion, par suite d'une crue importante, d'un gros éboulement tombant dans la retenue ou d'un séisme.

Le risque de rupture est fonction :

- Du type de barrage (barrage voûte, barrage poids, barrage en remblai),

- De la période de construction (l'évolution des techniques de construction rend bien évidemment les barrages modernes beaucoup plus sûrs),
- De la phase d'exploitation de l'ouvrage (la phase de remplissage est en effet la plus critique et représente plus de 50 % des cas d'accident),
- De la surveillance et de l'entretien des ouvrages.

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

- ✓ **Des problèmes techniques** peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes [15].
- ✓ **Des causes naturelles** peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963). Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). En France, le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares [15, 69].
- ✓ **Des causes humaines** peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève) [15].

2.8.2. Les types de ruptures :

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Les barrages en remblai peuvent être touchés par **une rupture progressive**, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne [15].

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par **une rupture instantanée** partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots [15].

2.9. Le phénomène sismique :

Différentes sortes d'ondes sismiques sont produites par la déformation rapide des milieux rocheux. Un glissement soudain le long d'une faille, par exemple, produit des ondes de compression longitudinales (P) et de cisaillement transversales (S). Les trains d'onde P causés par une dilatation (ou une compression) brutale correspondent à un déplacement dans la direction de la propagation et font subir au milieu traversé une secousse d'avant en arrière (un peu à la manière des ondes sonores). Les déplacements soudains en cisaillement se propagent à travers les matières avec une vitesse un peu plus lente d'onde S, perpendiculairement à la direction de propagation [29].

Quand les ondes P et S rencontrent une limite, comme la discontinuité de Mohorovicic (Moho), qui se trouve entre la croûte et le manteau de la Terre, elles sont partiellement réfléchies, réfractées et transmises, se divisant en plusieurs autres types d'ondes au cours de leurs propagations. Le temps de voyage des ondes P et S dépend des changements de vitesse à la traversée de milieux ayant des propriétés élastiques

différentes. Dans les roches granitiques caractéristiques de la croûte continentale, la vitesse des ondes P est voisine de 6 km/s, alors que dans les roches sous-jacentes mafiques et ultramafiques (roches foncées contenant des quantités importantes de magnésium et de fer), la vitesse des ondes P est comprise entre 7 et 8 km/s [29].

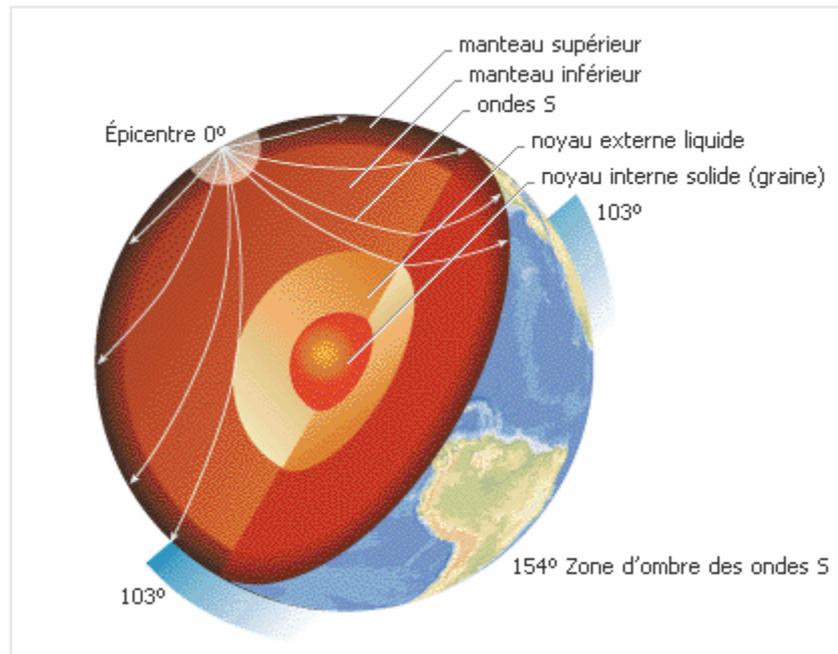


Figure 2.4. Coupe transversale dans la terre

En plus des ondes P et S (ondes de volume), il existe deux ondes sismiques de surface : les ondes de Love, d'après le nom du géophysicien britannique Augustus E.H. Love, et les ondes de Rayleigh, d'après le nom du physicien britannique John Rayleigh. Ces ondes voyagent rapidement et leur propagation est guidée par la surface de la Terre [29].

2.9.1. Les moyens d'étude :

Les ondes sismiques longitudinales, transversales et de surface causent des vibrations aux points où elles atteignent la surface de la terre. Des instruments sismiques ont été mis au point afin de détecter ces mouvements par des méthodes électromagnétiques ou optiques. Les principaux instruments, appelés sismographes, ont été perfectionnés à partir du sismographe horizontal mis au point au début du XX^e siècle par le scientifique allemand Emil Wiechert [29].

Certains instruments, comme le sismomètre électromagnétique, utilisent un enregistrement électromagnétique où la tension induite passe d'un amplificateur électrique vers un galvanomètre. Un enregistreur photographique visionne rapidement un film, réalisant des enregistrements de mouvements sur un temps précis. Les ondes de réfraction

et de réflexion sont habituellement enregistrées sur des bandes magnétiques, permettant une analyse numérique sur ordinateur.

Les extensomètres, qui effectuent des mesures électroniques de changement de distance entre deux pylônes en béton séparés environ de 30 m, peuvent détecter les réponses de compression et d'extension dans le sol pendant les vibrations sismiques. Le sismographe-extensomètre linéaire de Benioff détecte les tensions liées aux processus tectoniques, ceux associés à la propagation des ondes sismiques, et à la manifestation de marées terrestres. Des inventions assez récentes utilisées en sismologie comprennent les sismographes à large bande, les sismographes longue période, les sismographes rotationnels et les sismographes fond de mer.

Ces sismographes sont utilisés dans les stations du monde entier pour enregistrer les signaux des tremblements de terre et les explosions nucléaires souterraines. Le World Wide Standard Seismograph Network (WWSSN, Réseau sismographique mondial) comprend 125 stations [29].

2.9.2. Echelles de mesure :

Echelles de mesure : L'échelle de Richter, ainsi que d'autres échelles (EMS en Europe, Mercalli aux États-Unis), sont utilisées pour mesurer et comparer la grandeur des séismes. L'échelle de Richter mesure la magnitude, autrement dit la quantité d'énergie libérée au point de déclenchement du tremblement de terre, ou foyer. L'échelle EMS 1992 (échelle macrosismique européenne, adoptée en 1992) se fonde, quant à elle, sur les effets du séisme ressentis à la surface [29]

Échelle EMS 1992	Échelle de Richter
I. Séisme non ressenti.	2.5 Enregistré par sismographe.
II. Faiblement ressenti (perçu par un très petit nombre d'individus, à l'intérieur des bâtiments).	3.5 Ressenti, mais n'occasionne pas de dégâts.
III. Ressenti par quelques personnes à l'intérieur des bâtiments.	
IV. Largement ressenti à l'intérieur, très faiblement à l'extérieur.	
V. Ressenti par la plupart des personnes à l'intérieur. Balancement des objets suspendus. Quelques fissures dans le plâtre des habitations.	
VI. Ressenti par tous à l'intérieur et par la plupart à l'extérieur; de nombreuses personnes se précipitent hors de chez elles. Les meubles bougent, légers dommages (bris de verre, chutes d'objets et de plâtre).	4.5 Dégâts locaux.
VII. Fortement ressenti. À l'intérieur beaucoup de personnes perdent l'équilibre et se précipitent au dehors. Les constructions à fondations peu solides sont considérablement endommagées; beaucoup d'autres constructions sont affectées dans leur partie supérieure.	
VIII. Pertes d'équilibre, même à l'extérieur, scènes de panique. Chutes de meubles. Les édifices spécialement conçus sont légèrement endommagés, beaucoup d'autres s'écroulent en partie.	6.0 Séisme destructeur.
IX. Panique générale dans la population. Tous les bâtiments sont endommagés, beaucoup de constructions légères sont détruites. Glissements de terrains et formation de crevasses dans le sol.	
X. Les édifices spécialement conçus subissent des dommages limités, les autres sont partiellement ou entièrement détruits. Le sol est très crevassé.	7.0 Séisme gravement destructeur.
XI. Pratiquement tous les édifices s'écroulent.	8.0 et plus. Séisme dévastateur ou catastrophique
XII. Destruction totale. Changements visibles dans le paysage.	

Figure 2.5. Les deux échelles de mesure de l'amplitude des séismes

2.9.3. Application :

La recherche sismologique de base porte sur une meilleure compréhension de l'origine et de la propagation des tremblements de terre, et sur l'étude de la structure interne de la Terre. Selon la théorie du rebond élastique, la déformation qui s'est accumulée au cours des années est brusquement relâchée par les mouvements de faille en générant des vibrations sismiques intenses [29].

De fortes secousses peuvent réduire en gravats et en une seconde les constructions les plus solides. Les géologues et les ingénieurs prennent donc en compte une variété de facteurs liés aux tremblements de terre dans la conception d'une construction, parce que les barrages, les centrales nucléaires, les décharges, les routes, les silos de missile, les édifices et autres structures construites sur des sites dangereux doivent être capables de supporter de forts mouvements [29].

Les méthodes de prospection sismique génèrent par explosion des ondes sismiques artificielles en un point donné ; en d'autres points, où l'on a placé des géophones, on détermine le temps d'arrivée de l'énergie réfractée ou réfléchi par les discontinuités des couches géologiques. De ces techniques, on déduit des profils de réfraction ou de réflexion sismique, selon le phénomène que l'on étudie. Dans la prospection sismique pétrolière, les techniques perfectionnées de génération de signal sont combinées à des systèmes d'enregistrement digital sur des bandes magnétiques sophistiquées pour une

analyse précise des données. Quelques-unes des méthodes les plus perfectionnées de campagne sismique sont utilisées dans la prospection pétrolière en mer du Nord [29].

Les profils de réflexion sismique, selon la technique développée dans les années 1940 pour la prospection pétrolière, ont été utilisés ces dernières années pour mener des recherches de base. Dans un programme sans précédent visant à déchiffrer la structure de la croûte continentale profonde, cette technique a été employée pour sonder la roche à une dizaine de kilomètres de profondeur, ce qui a permis de résoudre de nombreuses énigmes sur l'origine et l'histoire de la croûte de l'Amérique du Nord. Parmi ces découvertes majeures, les chercheurs ont mis en évidence une faille presque horizontale caractérisée par un déplacement sur plus de 200 km. Cette structure, située au sud des Appalaches, représente la surface le long de laquelle une grande feuille de roche cristalline a été poussée vigoureusement sur des roches sédimentaires à la suite de la collision progressive entre l'Amérique du Nord et l'Afrique pendant le permien, il y a 250 millions d'années [29].

Chapitre 3

Modélisation de l'interaction sol-structure :

3.1. Introduction :

L'interaction sol structure a été identifiée comme facteur important dans la dynamique des structures, depuis les années soixante, elle affecte d'une manière significative la réponse relative de la structure, le mouvement de sa base et le mouvement du sol environnant [48]. Parmi les manifestations importantes engendrées par l'interaction, on cite :

- La réduction des contraintes et des forces dans la structure à la résonance.
- Elle peut causer une rotation significative de la base de la structure.
- Une modification dans les fréquences de la réponse à la crête.

Jusqu'à un passé relativement récent, les ouvrages soumis aux séismes étaient supposés encastrés à leurs fondations et soumis au mouvement enregistré au champ libre [9]. Les exigences rigoureuses de sécurité imposée à la conception d'ouvrage stratégique, tel ,les centrales nucléaires, les barrages, les réservoirs de gaz liquéfié, et l'apparition de moyen de calcul puissant, ont permis de développer des méthodes d'analyse plus précise. Cette hypothèse, est quelque fois très conservatrice et ne tient pas compte d'éventuelle sollicitation additionnelle, comme le balancement et la rotation de la fondation. En effet la présence d'un ouvrage enterré dans le sol modifie substantiellement le mouvement initial au champ libre à cause de la rigidité de la fondation par rapport au sol [1]. La fondation se présente comme un objet opaque diffractant les ondes sismiques incidentes et modifie localement le mouvement du sol, ce phénomène est appelé interaction cinématique et dépend de plusieurs paramètres, dont la géométrie de la fondation, la stratigraphie et les caractéristiques du sol. Le mouvement de la masse de l'ouvrage transmet des forces d'inertie au sol, produisant le phénomène d'interaction inertielle [1].

Les propriétés géotechniques complexes du sol, la géométrie des fondations, la nature compliquée des tremblements de terre, combinent pour faire de l'interaction sol structure un

problème extrêmement complexe. Il est nécessaire, en général, de poser des hypothèses simplificatrices dans tous les aspects du problème avant que les calculs puissent être effectués. Dans la plupart des études, le sol est supposé linéaire, homogène, isotrope et milieu continu élastique (Sato et Yamaguchi, 1960; Parmelee, 1967; Sarrazin, 1970 ; Scavuzzo et autres, 1971). La structure, est assimilée à une masse, un ressort et un amortisseur, la fondation reposant sur le sol et son interaction avec celui-ci, est supposée représenter un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendant de la fréquence [21, 35, 38, 50, 52].

L'interaction sol structure est étudiée par plusieurs auteurs, pour des fondations de différentes formes ancrées dans un demi espace homogène ou stratifié, et excité par différents types d'ondes, parmi eux on cite : Loco et Westmann (1971), Veletsos et Virbio (1973), Thau et Umeç (1974), Luco et autres (1975), Thau (1976), Apsel et Luco (1976), Day et Frazier (1979), Igichi (1984), et Pais et Kausel (1989). La modélisation de la fondation par des ressorts et des amortisseurs est une approche attrayante, car le système résultant est similaire au système habituel : structure à base fixe (encastrée) [1, 19, 47].

L'utilisation des méthodes numériques tel que la méthode des éléments finis et la méthode des éléments de frontière [8, 9, 14, 24, 25, 54, 60, 67], peut éviter quelques hypothèses ci-dessus, qui sont principalement géométriques, mais la simplification du modèle de sol et l'excitation sismique est encore requise à moins que l'approche tridimensionnelle soit utilisée, ou à la limite une modélisation bidimensionnelle du problème, en déformation plane.

Dans ce chapitre, on va s'intéresser aux différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure, tout en donnant un petit rappel sur la mécanique du solide. Par la suite on passe à la formulation de l'interaction sol structure, en donnant en premier lieu le modèle analogique simplifié, et ensuite on exposera les deux formulations exploitées dans notre étude, à savoir : la formulation avec fondation massive, et celle avec fondation sans masse.

3.2. Rappel sur la mécanique du solide (Elasticité) :

Le problème de la mécanique du milieu continu se pose de la façon la plus générale. On considère un domaine Ω de l'espace à trois dimensions \mathcal{R}^3 et on se donne pour but d'étudier la déformation $\boldsymbol{\varepsilon}$ et les efforts internes (ou contrainte) $\boldsymbol{\sigma}$ (N/m^2) à l'intérieur de ce corps quand il est soumis à des chargements volumiques \mathbf{F}_v (N/m^3) et surfacique \mathbf{F} (N/m^2).

L'écriture directe de l'équilibre dynamique d'un solide élastique (**Fig. 3.1**) est donné par le principe de d'Alembert (deuxième loi de Newton) [10] : le taux d'accroissement de la quantité de mouvement d'un solide de masse M est égale à la force qui lui est appliquée **(3.1)** :

$$\mathbf{P}(t) = \frac{d}{dt} \left(M \frac{d\mathbf{U}(t)}{dt} \right) \quad (3.1)$$

$\mathbf{U}(t)$: Vecteur position de la masse M en fonction du temps t .

$\mathbf{P}(t)$: La résultante des forces extérieures appliquées au solide.

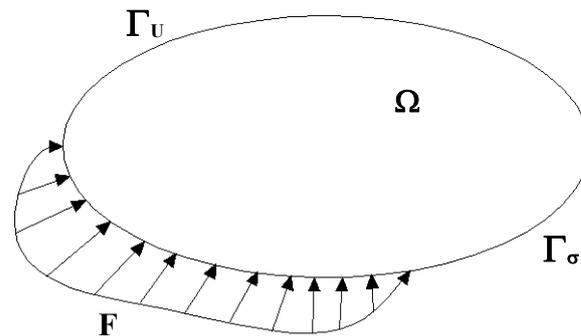


Figure 3.1. Domaine Ω et sa frontière divisées en deux parties disjointes Γ_u et Γ_σ

La forme forte (ou locale) du problème de l'élasticité linéaire s'écrit comme suit. Il s'agit de trouver en chaque point \mathbf{x} de Ω les champs de déplacement $U_i(\mathbf{x})$, de déformation $\varepsilon_{ij}(\mathbf{x})$ et de contrainte $\sigma_{ij}(\mathbf{x})$ solution des équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial}{\partial x_j} \sigma_{ij} + F_i = \frac{d}{dt} \left(\rho \frac{dU_i(t)}{dt} \right) \quad \text{sur } \Omega \quad (3.2.a) \\ \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial}{\partial x_i} U_j + \frac{\partial}{\partial x_j} U_i \right) = U_{(i,j)} \quad (3.2.b) \\ \sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (3.2.c) \\ U_i = U_i^0 \quad \text{sur } \Gamma_u \quad (3.2.d) \\ \sigma_{ij} n_j = F_i \quad \text{sur } \Gamma_\sigma \quad (3.2.e) \end{array} \right.$$

Les équations **(3.2.a)**, au nombre de trois (une par direction de l'espace), expriment l'équilibre en volume entre contraintes (efforts intérieurs) et les forces extérieures F_i . Les équations **(3.2.b)** expriment la compatibilité des déformations. Plus précisément, un champs

de déplacement U_i est compatible s'il est suffisamment continu i.e. si son application au domaine Ω n'introduit pas dans celui-ci de singularités. Le fait de définir un champ de déplacement, suffisamment continu entraîne automatiquement la compatibilité [31, 39]. A partir de ce champ de déplacement, **(3.2.b)** définit les déformations comme une combinaison de dérivées de déplacement. Ici, on utilise en fait l'hypothèse de petites déformations. Finalement, **(3.2.c)** est une loi de comportement de type élastique linéaire [31, 39, 41, 42]. Dans le cas isotrope, la loi se simplifie comme suit :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{mm} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (3.3)$$

Avec les coefficients de Lamé :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3.4)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.5)$$

E et ν sont le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau.

On a finalement les conditions aux limites **(3.2.d)** de type déplacements imposés U_i^0 qui expriment la compatibilité en surface et les conditions de tractions de surfaces imposées F_i **(3.2.e)** qui expriment l'équilibre en surface. L'équilibre global du système sol structure, est assuré par des conditions de continuité, ou de transmission, des champs de déplacements et des vecteurs contraintes à l'interface entre les deux domaines sol et structure, qui traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement. L'équilibre cinématique traduit la continuité de la vitesse normale à l'interface sol structure [26], la matière ne pouvant pas la traverser. L'adhérence parfaite au niveau de l'interface Γ_{bf} s'écrit :

$$U_b(\mathbf{x}) = U_f(\mathbf{x}) \quad \forall \mathbf{x} \in \Gamma_{bf} \quad (3.6)$$

Γ_{bf} : l'interface entre le sol et la structure

Le problème maintenant, est bien posé et possède une solution unique pour autant que le domaine Γ_u soit suffisamment étendu pour exclure les modes rigides cinématiques.

La loi de comportement est inversible, on peut écrire :

$$\varepsilon_{ij} = D_{ijkl} \sigma_{kl} \quad (3.7)$$

Ou plus précisément :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.8)$$

Si le tenseur d'ordre 4 identité s'écrit :

$$\mathbf{I}_{ijkl} = \frac{1}{2} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (3.9)$$

Alors, on a :

$$\mathbf{C}_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + 2\mu \mathbf{I}_{ijkl} \quad (3.10)$$

Et

$$\mathbf{D}_{ijkl} = \frac{1+\nu}{E} \mathbf{I}_{ijkl} - \frac{\nu}{E} \delta_{ij} \delta_{kl} \quad (3.11)$$

On peut écrire les équations de l'élasticité linéaire en termes de déplacements. On introduit pour cela (3.2.b) et (3.2.c) dans (3.2.a). Ce sont les équations de Navier-Lamé :

$$(\lambda + \mu) \partial_{ki} U_k + \mu \partial_{kk} U_i + \mathbf{f}_i = 0 \quad (3.12)$$

qui sont trois équations elliptiques du deuxième ordre couplées.

La loi de Hooke liant les contraintes et les déformations pour un matériau élastique linéaire peut s'écrire sous forme indicielle (3.2.a). On peut aussi utiliser la symétrie des tenseurs des contraintes et des déformations et représenter les contraintes et les déformations sous forme d'un vecteur colonne à 6 composantes. La loi de Hooke s'écrit dès lors :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xy} \\ 2\varepsilon_{xz} \\ 2\varepsilon_{yz} \end{pmatrix} \quad (3.13)$$

ou sous forme compacte :

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.14)$$

avec \mathbf{D} matrice d'élasticité qui peut avoir la forme suivante en cas bidimensionnel :

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \mathbf{d}_1 & \mathbf{d}_2 & \mathbf{0} \\ \mathbf{d}_2 & \mathbf{d}_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{d}_3 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

avec, pour le cas d'un problème en contraintes planes :

$$\mathbf{d}_1 = \frac{\mathbf{E}}{1-\nu^2} ; \mathbf{d}_2 = \nu \mathbf{d}_1 \quad (3.16)$$

et pour le cas d'un problème en déformations planes :

$$\mathbf{d}_1 = \frac{\mathbf{E}(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} ; \mathbf{d}_2 = \frac{\nu \mathbf{d}_1}{1-\nu} \quad (3.17)$$

Dans les deux cas, de contraintes ou de déformations planes, \mathbf{d}_3 est le même, défini par:

$$\mathbf{d}_3 = \frac{1}{2} (\mathbf{d}_1 - \mathbf{d}_2) \quad (3.18)$$

L'expression du tenseur des contraintes peut être réduit, du fait de la symétrie, à :

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} ; \sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad (3.19)$$

et celle du tenseur des déformations à :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2} \gamma_{xy} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \varepsilon_{yy} \end{bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} ; \gamma_{xy} = \gamma_{yx} \quad (3.20)$$

La relation déformations déplacements s'écrit par :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{S} \mathbf{U} \quad (3.21)$$

avec \mathbf{S} opérateur de différenciation :

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

3.3. Principe des travaux virtuels :

Le matériau étudié est un matériau élastique car la densité d'énergie interne de déformation par unité de volume (W/m^3) :

$$\mathbf{e} = \frac{1}{2} \boldsymbol{\sigma}_{ij} \boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2} C_{ijkl} \boldsymbol{\varepsilon}_{kl} \boldsymbol{\varepsilon}_{ij} \quad (3.23)$$

est une forme quadratique des déformations, on a :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij} = \frac{\partial \mathbf{e}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}} \quad (3.24)$$

L'énergie de déformation U du solide est l'intégrale de la densité d'énergie de déformation :

$$U = \int_{\Omega} \mathbf{e} d\Omega \quad (3.25)$$

Elle correspond au travail de toutes les forces internes. Les charges conservatives (indépendantes des déplacements) externes appliquées sur la structure sont soit des charges de volume d'intensité \mathbf{F} soit des charges de surfaces ayant pour intensité \mathbf{t} , dont le travail est :

$$P = \int_{\Omega} \mathbf{U}^t \mathbf{F} d\Omega + \int_{\Gamma} \mathbf{U}^t \mathbf{t} d\Gamma \quad (3.26)$$

L'énergie potentielle totale de la structure est $\Pi(\mathbf{U})$ est égale à $U - P$. Elle ne dépend que du champ de déplacement, qui doit vérifier les conditions de continuité. Elle ne change pas, au second ordre près, lorsque la structure passe d'une configuration d'équilibre à une autre configuration infiniment voisine quelconque : sa variation première est nulle. On dit que l'énergie potentielle totale d'un corps en équilibre est stationnaire [3].

Le théorème des travaux virtuels consiste à imposer un déplacement cinématiquement admissible arbitraire $\delta \mathbf{u}$ sur la structure et à égaliser les travaux des efforts externes et internes pour trouver la condition d'équilibre. Le travail des forces internes s'écrit pour les matériaux élastiques :

$$\mathbf{W}_{\text{int}} = \int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^t \boldsymbol{\sigma} d\Omega \quad (3.27)$$

Le travail des forces externes s'écrit :

$$W_{\text{sur}} = \int_{\Gamma} \delta \mathbf{u} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \bar{\mathbf{n}} d\Gamma \quad (3.28)$$

$$W_{\text{vol}} = \int_{\Omega} \delta \mathbf{u} F d\Omega \quad (3.29)$$

$$W_{\text{ine}} = \int_{\Omega} \delta \mathbf{u} \rho \ddot{\mathbf{U}} d\Omega \quad (3.30)$$

Avec :

W_{sur} : le travail des forces de surface.

W_{vol} : le travail des forces de volume.

W_{ine} : le travail des forces d'inertie.

Le solide est en équilibre dynamique si le travail virtuel des forces internes est égal au travail des forces externes :

$$\int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}' \boldsymbol{\sigma} d\Omega = \int_{\Gamma} \delta \mathbf{u} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \bar{\mathbf{n}} d\Gamma + \int_{\Omega} \delta \mathbf{u} F d\Omega + \int_{\Omega} \delta \mathbf{u} \rho \ddot{\mathbf{U}} d\Omega \quad (3.31)$$

En réécrivant l'équation (3.31) en déplacement, on aura :

$$\int_{\Omega} \mathbf{S} \delta \mathbf{u} \mathbf{D} \mathbf{S} \mathbf{U} d\Omega + \int_{\Omega} \delta \mathbf{u} \rho \ddot{\mathbf{U}} d\Omega + \int_{\Omega} \delta \mathbf{u} \mathbf{F} d\Omega = 0 \quad (3.32)$$

L'équation (3.32), qui sera discrétisée dans le chapitre suivant. Elle représente la forme intégrale de l'équilibre dynamique d'un solide donné.

3.4. Formulation de l'interaction sol-structure :

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Désignant par \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} les matrices de masse, amortissement et de raideur du système, l'équilibre dynamique de l'ensemble s'écrit :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{Q}_f \quad (3.33)$$

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge \mathbf{Q}_f n'a de valeur non nulle que sur la frontière extérieure du modèle. En absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (3.33) ; les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{U}}_f + \mathbf{C}_f \dot{\mathbf{U}}_f + \mathbf{K}_f \mathbf{U}_f = \mathbf{Q}_f \quad (3.34)$$

Posant :

$$\mathbf{U} = \mathbf{U}_i + \mathbf{U}_f \quad (3.35)$$

L'équation (3.3.3) définit le déplacement d'interaction \mathbf{U}_i qui satisfait l'équation :

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}}_i + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}}_i + \mathbf{K} \mathbf{U}_i = -\mathbf{Q}_i \quad (3.36)$$

Avec :

$$\mathbf{Q}_i = [\mathbf{M} - \mathbf{M}_f] \ddot{\mathbf{U}}_f + [\mathbf{C} - \mathbf{C}_f] \dot{\mathbf{U}}_f + [\mathbf{K} - \mathbf{K}_f] \mathbf{U}_f \quad (3.37)$$

Le vecteur de charge \mathbf{Q}_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre. L'équation (3.37) met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a une différence de masse (*interaction inertielle*) ou de raideur (*interaction cinématique*) entre le sol et la structure [1].

3.5. Méthode de prise en compte de l'interaction sol-structure :

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent, comme son nom l'indique, le problème global (considération du système complet), et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous systèmes, ces méthodes sont désignées sous le nom de méthodes de sous structure.

3.5.1. Méthode globale :

La méthode globale consiste à résoudre l'équation d'équilibre dynamique suivante, en une seule étape :

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \mathbf{U} = -\mathbf{M} \mathbf{I} \ddot{\mathbf{U}}_g \quad (3.38)$$

Avec :

\mathbf{U} : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise.

\mathbf{I} : le vecteur donnant la direction de la sollicitation $\ddot{\mathbf{U}}_g$

\mathbf{M} , \mathbf{K} et \mathbf{C} : les matrices masse, rigidité et amortissement du système.

Le mouvement sismique de dimensionnement, est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre. Le déplacement, est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce déplacement, cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique. Le mouvement déconvolué, est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (3.38).

La difficulté de la résolution par éléments finis des problèmes dynamiques d'interaction sol structure, réside dans le traitement des conditions aux limites. Pour résoudre ce problème, on introduit des frontières absorbantes, dont le rôle est de rétablir les conditions de contraintes et de déplacements à la frontière. Dans la pratique, ces frontières, sont représentées par des amortisseurs, dont les caractéristiques, sont fonction de celles du milieu extérieur au modèle. Ces éléments ne constituent une solution exacte au problème que dans le domaine fréquentiel, dans le domaine temporel, elles ne représentent qu'une solution approchée [1, 22, 25].

3.5.2. Méthode de sous structure :

Le principe de la méthode sous structure, est de reformuler le problème global de transmission en un problème global posé uniquement sur les interfaces entre les sous domaines, et des problème locaux à chaque sous domaine. L'inconnue est le champ sur les interfaces. Pour de raisons évidentes, les sous domaines envisagés sont constituées d'une part par le sol, et d'autre part par la structure. Par la suite, on écrit les équations d'équilibre de chaque sous domaine, puis les conditions de compatibilité à l'interface : continuité du déplacement et du vecteur contrainte. Afin de déterminer effectivement le champ d'interface, il convient d'imposer maintenant la réciprocité des contraintes sur l'interface sol structure. Pour cela, on introduit les opérateurs d'impédance et de force induite qui traduisent respectivement l'action d'un sous domaine sur son interface avec l'autre sous domaine, et l'action des sollicitations imposées dans un sous domaine sur cette interface. Une fois connu le champ d'interface, de couplage entre les sous domaines le champ des déplacements rayonnés, sur chaque sous domaines, est recomposé [21, 26, 53].

Dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous problèmes [1]:

- Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique.

- Détermination de la matrice d'impédance de la fondation.
- Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique.

3.6. Modélisation de l'interaction sol-structure :

Dans cette section, on va exposer le modèle analogique simplifié. Par la suite, on passera aux deux formulations de l'interaction.

3.6.1. Modèle analogique simplifié :

L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure (3.2). La structure, est assimilée à une masse m et un ressort, placés à une hauteur h au dessus de la fondation. La liaison entre la structure et la fondation, est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci, est modélisée par le biais des fonctions d'impédance. On admettra pour l'instant que les fonctions d'impédances, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence ; l'amortisseur rend théoriquement compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est dire de la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau sol, appelé amortissement matériel. Dans un souci de simplification de la présentation, on supposera que l'amortissement matériel, est négligeable devant l'amortissement radiatif (comportement élastique du sol), ce qui est valide pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes [1].

Le système de la figure (3.2) possède 3 degrés de liberté :

- Le déplacement horizontal U de la masse,
- Le déplacement horizontal U_0 de la fondation,
- La rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation ω et d'amplitude U_g .

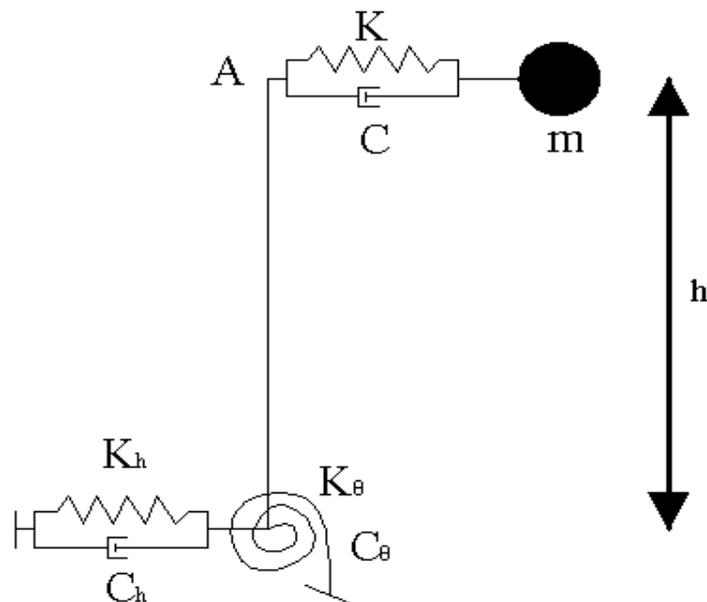


Figure 3.2. Modèle simplifié d'interaction sol structure

Les équations d'équilibre dynamique du système, s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées q_i :

- $q_1 = U$: le déplacement relatif de la masse par rapport à A,
- $q_2 = U_0$: le déplacement de la fondation,
- $q_3 = \theta$: la rotation de la fondation.

On a la relation évidente entre le déplacement absolu U^t de la masse m et les variables précédentes :

$$U^t = U_g + U_0 + h\theta \quad (3.39)$$

Désignant par T l'énergie cinétique totale :

$$T = \frac{1}{2} m(\dot{U}_g + \dot{U}_0 + h\dot{\theta})^2 \quad (3.40)$$

Par V l'énergie potentielle :

$$V = \frac{1}{2} (kU^2 + k_h U_0^2 + k_\theta \theta^2) \quad (3.41)$$

Et par δW le travail des forces non conservatives (forces d'amortissement) :

$$\delta W = - (C\dot{U} \delta U + C_h \dot{U}_0 \delta U_0 + C_\theta \dot{\theta} \delta \theta) \quad (3.42)$$

Les équations de Lagrange s'écrivent :

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial \Gamma}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial \Gamma}{\partial q_i} \right) + \left(\frac{\partial V}{\partial q_i} \right) = \frac{\delta W}{\delta q_i} \quad (3.43)$$

Soit avec les notations précédentes en tenant compte des relations entre accélération vitesse et déplacement :

$$\dot{x} = i\omega x \quad , \quad \ddot{x} = -\omega^2 x \quad (3.44)$$

Et on introduisant les pourcentages d'amortissement critique :

$$\xi = \frac{i\omega C}{2k} \quad \xi_h = \frac{i\omega C_h}{2k_h} \quad \xi_\theta = \frac{i\omega C_\theta}{2k_\theta} \quad (3.45)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -m\omega^2(U_0 + U + h\theta) + k(1 + 2i\xi)U = m\omega^2 U_g \\ -m\omega^2(U_0 + U + h\theta) + k_h(1 + 2i\xi_h)U_0 = m\omega^2 U_g \\ -mh\omega^2(U_0 + U + h\theta) + k_\theta(1 + 2i\xi_\theta)\theta = mh\omega^2 U_g \end{array} \right. \quad (3.46)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -m\omega^2(U_0 + U + h\theta) + k_h(1 + 2i\xi_h)U_0 = m\omega^2 U_g \end{array} \right. \quad (3.47)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -mh\omega^2(U_0 + U + h\theta) + k_\theta(1 + 2i\xi_\theta)\theta = mh\omega^2 U_g \end{array} \right. \quad (3.48)$$

En introduisant les notations suivantes :

$$m\omega_s^2 = k \quad m\omega_h^2 = k_h \quad m h^2 \omega_\theta^2 = k_\theta \quad (3.49)$$

et en éliminant U_0 et θ entre les trois équations précédentes, il vient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_h} - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} \frac{1 + 2i\xi}{1 + 2i\xi_\theta} \right] U = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} U_g \quad (3.50)$$

Tenant compte du fait que $\xi, \xi_h, \xi_\theta \ll 1$, l'équation précédente devient :

$$\left[1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_h) - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_\theta) \right] U = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} U_g \quad (3.51)$$

Considérant maintenant un oscillateur simple à un degré de liberté de même masse m , de pulsation propre $\tilde{\omega}$ et d'amortissement $\tilde{\xi}$ soumis à un déplacement harmonique \tilde{U}_g de pulsation ω à sa base (cas de la structure encastree à sa base). La réponse harmonique de cet oscillateur est :

$$\left(1 + 2i\tilde{\xi} - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \right) U = \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \tilde{U}_g \quad (3.52)$$

L'oscillateur équivalent aura la même réponse que la structure de la figure (3.2) si les équations suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{\tilde{\omega}^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_\theta^2} \end{array} \right. \quad (3.53)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tilde{\xi} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2} \xi + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_h^2} \xi_h + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_\theta^2} \xi_\theta \end{array} \right. \quad (3.54)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tilde{U}_g = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2} U_g \end{array} \right. \quad (3.55)$$

Les équations précédentes sont obtenues en égalant partie réelle et partie imaginaire des équation (3.51) et (3.52) et pour (3.55) en se plaçant la résonance ($\omega = \tilde{\omega}$).

Il résulte des équations (3.53, 3.54, 3.55) que l'interaction sol structure a pour effet :

- De diminuer la pulsation propre ω_s de la structure à base encastree ($\tilde{\omega} < \omega_s$).
- D'augmenter l'amortissement du système ($\tilde{\xi} > \xi$) par rapport à la structure à base encastree.
- De diminuer la sollicitation incidente effective à la base de la structure ($\tilde{U}_g < U_g$).

3.6.2. Modèle Formulation avec hypothèse de fondation massive :

Afin de développer les équations d'équilibre dynamique de l'interaction sol structure, on considère le système tridimensionnel de la figure (3.3). Considérant le cas où le modèle d'interaction sol structure est divisé en trois types de nœuds. Les nœuds communs dans l'interface de la structure et de la fondation, sont identifiés par l'indice « c » ; les autres nœuds de la structure par « b » et ceux de la fondation par « f ». L'équation matricielle d'équilibre dynamique pour le système globale est donnée en déplacement absolu par l'équation (3.56) :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_b \\ \ddot{\mathbf{U}}_c \\ \ddot{\mathbf{U}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb} & \mathbf{K}_{bc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cb} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_b \\ \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.56)$$

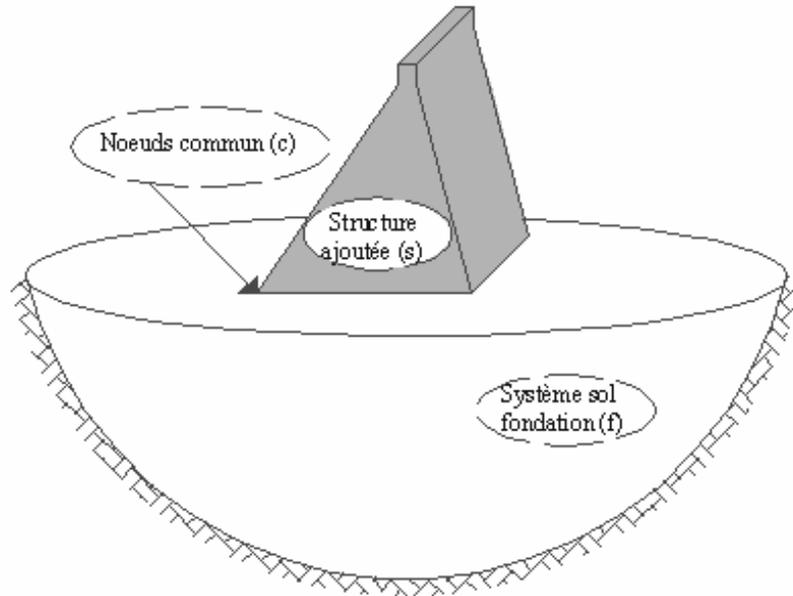


Figure 3.3. Modèle d'interaction sol-structure

Où la masse et la rigidité des nœuds de contacts sont la somme de ceux de la structure « b » et de la fondation « f », qui sont données par :

$$\mathbf{M}_{cc} = \mathbf{M}_{cc}^b + \mathbf{M}_{cc}^f \quad \text{et} \quad \mathbf{K}_{cc} = \mathbf{K}_{cc}^b + \mathbf{K}_{cc}^f \quad (3.57)$$

En terme de déplacement absolu, le système n'est pas soumis à une excitation extérieure. Cependant, le déplacement de la frontière de la fondation doit être connu. Afin d'éviter la résolution directe du problème d'interaction sol structure, la réponse dynamique de la fondation sans la structure est calculée. Par un simple changement de variable, maintenant il est possible d'exprimer le déplacement absolu \mathbf{U} en terme de déplacement du champ libre \mathbf{v} et de déplacement relatif \mathbf{u} [25].

Où :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{U}_b \\ \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_f \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{v}_b \\ \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_b \\ \ddot{\mathbf{U}}_c \\ \ddot{\mathbf{U}}_f \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_b \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

L'équation (3.56), peut être maintenant écrite sous la forme :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb} & \mathbf{K}_{bc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cb} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{bmatrix} =$$

$$-\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{cc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_b \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb} & \mathbf{K}_{bc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cb} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{v}_b \\ \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{bmatrix} = \mathbf{R} \quad (3.59)$$

Si le déplacement ou champ libre \mathbf{v}_c , est constant le long de la base de la structure, le terme \mathbf{v}_b est le mouvement du corps rigide de la structure [25]. Alors, l'équation (2.59) peut être encore simplifiée du fait que le déplacement du corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb} & \mathbf{K}_{bc} \\ \mathbf{K}_{cb} & \mathbf{K}_{cc}^b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{v}_b \\ \mathbf{v}_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.60)$$

Et le mouvement dynamique du champ libre de fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{cc}^f & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \ddot{\mathbf{v}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{cc}^f & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{v}_c \\ \mathbf{v}_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.61)$$

Alors \mathbf{R} aura la forme suivante :

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{cc}^b & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_b \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.62)$$

Enfin, l'équation (3.56) aura la forme suivante :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{m}_x \ddot{\mathbf{v}}_x - \mathbf{m}_y \ddot{\mathbf{v}}_y - \mathbf{m}_z \ddot{\mathbf{v}}_z \quad (3.63)$$

Où \mathbf{M} et \mathbf{K} , sont les matrices de masse et de rigidité du système sol structure. Les $\ddot{\mathbf{v}}_x$, $\ddot{\mathbf{v}}_y$ et $\ddot{\mathbf{v}}_z$, sont les terme de l'accélération au champ libre si la structure n'est pas présente. Et les \mathbf{m}_i , sont les masses ajoutées de la structure dans les trois directions de l'espace.

3.6.3. Modèle Formulation avec hypothèse de fondation sans masse :

La plupart des programmes de calcul d'analyse structurale, applique automatiquement le chargement sismique pour la masse globale de tout le système et pour tous les degrés de liberté, et ne résoud pas le problème d'interaction sol structure. Ce manque de possibilité a motivé le développement du modèle sans masse de fondation. Ceci permet d'appliquer correctement les forces sismiques à la structure ; cependant, les forces d'inerties de la fondation sont négligeables. Les résultats d'une analyse sans masse de fondation, convergent, à mesure que la taille du modèle de fondation augmente. La formulation de ce modèle, est donnée par la formule (3.64) [25, 60] :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{cc}^b & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_c \\ \ddot{\mathbf{u}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb} & \mathbf{K}_{bc} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{cb} & \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cf} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{fc} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_c \\ \mathbf{u}_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{cc}^b & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{v}}_b \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (3.64)$$

3.7. Caractérisation du champ sismique incident :

Le champ sismique incident, appelé encore champ libre de site, est défini comme le champ des déplacements qui régnerait dans le demi espace sol en l'absence de la fondation lorsque celui-ci subit un tremblement de terre. Il est en toute rigueur généré par des sources de type volumique ou surfacique à supports compacts, telles que des forces réparties ou des dipôles associant deux forces de sens opposées et de points d'application très proches. Ces modèles permettent de représenter les différents mécanismes de source sismique, par exemple une explosion ou une rupture de faille sur laquelle apparaît un saut des déplacements. Si l'on connaît une telle description de la source sismique, ainsi que la géométrie et les caractéristiques mécaniques du sous sol en son voisinage, alors le champ incident vérifie une équation d'équilibre dynamique, mais s'appliquant dans le domaine sol avant construction de la structure [26].

Généralement, le mécanisme de source du tremblement de terre est a priori indéterminé, le temps de déclenchement du séisme, est inconnu, mais on connaît éventuellement quelques enregistrements passés et données statistiques sur l'interface entre le sol non remanié (avant construction de la structure), et l'air ambiant. De fait que, la source, est souvent très éloignée du site étudié, il est classique d'approcher le champ incident par un train d'ondes (planes) équivalent provenant de l'infini, ce qui se justifie par le fait que suffisamment loin de la source la courbure des fronts d'ondes est faible [26].

3.8. Condition de radiation :

Si l'on ne définit pas de conditions initiales, pour le champ diffracté total, on peut par contre introduire des conditions sur l'allure du champ des déplacements sur $\Gamma_{f\infty}$. Elles expriment le fait qu'en dehors d'un champ incident provenant éventuellement d'une source très lointaine (c'est-à-dire à l'infini pour notre modèle) il n'existe pas d'onde se propageant depuis l'infini vers l'intérieur de Ω_f . Une condition équivalente pour un milieu homogène non borné consiste à supposer qu'à l'infini le champ diffracté vérifie la relation d'impédance d'une onde plane liant le champ de vecteur contrainte sur une facette de normale extérieure $\mathbf{n}(\mathbf{x}) = \mathbf{x} / \|\mathbf{x}\|$ au champ des déplacements, dans les directions radiales et transversales par rapport à cette facette. Ces conditions, appelées conditions de Sommerfeld [26].

3.9. Prise en compte des pressions hydrodynamiques avec le modèle de Westergaard :

En 1930, l'analyse de la pression hydrodynamique dans les barrages poids, fut généralisée par Westergaard, en s'appuyant sur les hypothèses suivantes [33] :

- barrage rigide.
- Parement amont vertical.
- Eau incompressible.
- Réservoir étendu vers l'infini dans la direction amont.

La distribution de la pression hydrodynamique sur le parement amont peut être représentée par un diagramme parabolique figure (3.4), défini par l'expression :

$$P = \frac{7}{8} \rho \sqrt{h(h-z)} \ddot{U}_g \quad (3.65)$$

Ou : P : La pression hydrodynamique à la cote z à partir de la base.

h : La profondeur du réservoir.

ρ : La masse volumique de l'eau.

\ddot{U}_g : L'accélération horizontale du sol.

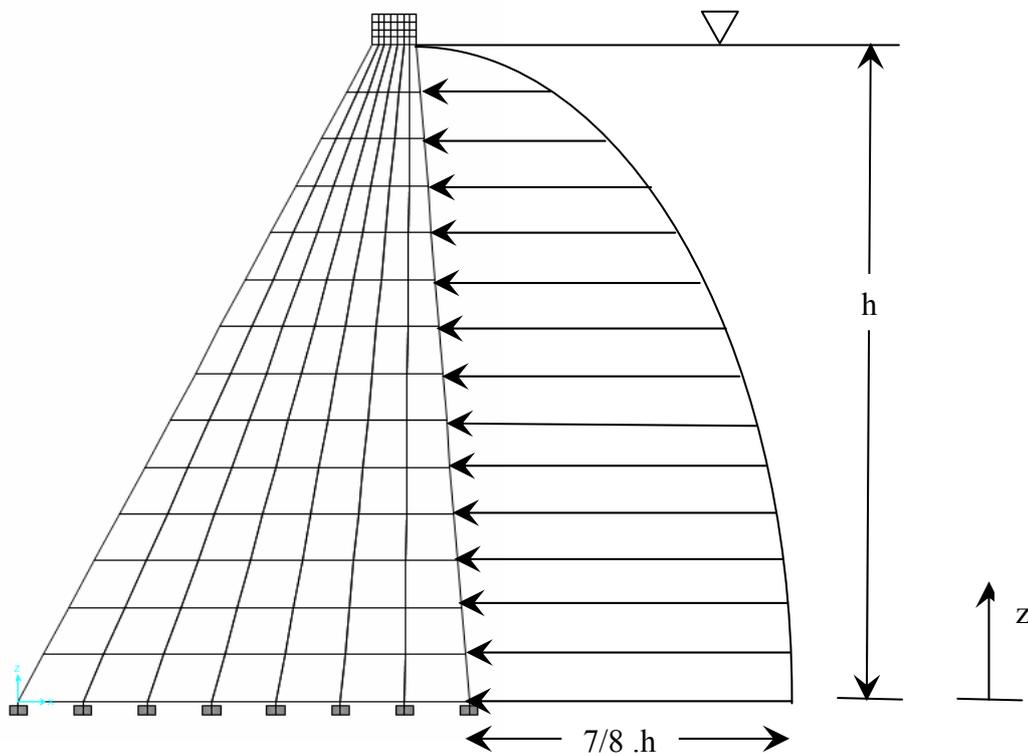


Figure 3.4. Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

L'équation (3.65) montre que seul le terme \ddot{U}_g dépend du temps, par conséquent, le même effet de la pression hydrodynamique, peut être obtenu par un bloc d'eau de forme parabolique d'épaisseur $7/8.H$ à la base, attaché au barrage ayant ainsi les mêmes déplacements que ce dernier. Autrement dit, la force induite par la pression hydrodynamique sur le barrage, sera équivalente à la force d'inertie produite par la masse du barrage. De ce fait, la masse d'eau serait jointe directement à la masse du barrage sous forme de masse ajoutée, aux éléments de la matrice masse, qui correspond aux degrés de liberté de l'interface barrage réservoir. Les masses ajoutées sont proportionnelles aux aires d'eau liées à chaque nœud de la face amont du barrage.

$$m_{ai} = \frac{7}{8} \rho \sqrt{h(h-z)} A_i \quad (3.66)$$

Avec : m_{ai} : la masse ajoutée au nœud i .

A_i : Aire tributaire au nœud i .

La description précédente de la masse ajoutée de Westergaard, est applicable directement dans le cas où la surface de contact eau réservoir, est verticale, dans les autres cas où la surface est inclinée, ou bien courbée, cette méthode est toujours applicable mais l'orientation des forces de pression doit être perpendiculaire à la surface sur laquelle elles agissent.

3.10. Conclusion :

Nous avons présenté ici quelques méthodes possibles pour le traitement du problème d'interaction sol-structure, sous un champ incident donné, et avec des caractéristiques du sol adjacent à la fondation aléatoire.

Tout en se basant sur une formulation variationnelle du problème dynamique d'un milieu élasto-dynamique, on peut ressortir le système d'équations différentielles régissant le milieu continu, en tenant compte des conditions, initiales, de continuité à l'interface sol structure et aux limites.

La méthode sous-structure permet le traitement local du problème d'interaction, mais son utilisation dans le domaine temporelle pose plusieurs difficultés. Cependant la méthode globale traite le problème complet, et prend du temps et de l'espace mémoire, mais elle est plus simple à utiliser.

Les deux formulations : fondation massive et fondation sans masse, seront utilisées dans les chapitres qui vont suivre. Pour la première, le problème réside dans l'affectation du champ sismique aux nœuds de la structure sans toucher ceux de la fondation (sol). Par contre la seconde ne pose pas de problème particulier.

Chapitre 4

Discretisation en éléments finis :

4.1. Introduction :

La méthode des éléments finis, contrairement aux méthodes analytiques ou simplifiées tels que les modèles analogique simplifiés masses, ressorts et amortisseurs [21, 35, 38, 50, 52], a l'avantage de pouvoir considérer un nombre plus important de paramètres constants ou variables. Elle semble plus apte à pouvoir représenter, d'une façon plus spécifique, le comportement à la fois du sol et de la structure, ainsi que du phénomène d'interaction sol structure. L'acuité de cette méthode peut être poussé très loin, compte tenu des développements importants ces dernières décennies des outils informatiques, sans lesquels cette méthode n'aurait point pu s'imposer.

Cette méthode permet de traiter des problèmes linéaires et nonlinéaires avec des paramètres variables dans l'espace comme dans le temps [11, 13, 17, 22, 57]. Si à première vue cette méthode parait très efficace et très pratique, l'on s'aperçoit vite lors de l'élaboration d'un programme de calcul, que celui-ci est très laborieux, très méticuleux, que de nombreux problèmes numériques, (tels que l'amortissement numérique, pour les techniques de résolution de l'équation de mouvement dans le domaine des temps, ou bien les problèmes de convergence dépendant fortement du modèle considéré... etc) surgissent et dont la résolution prend beaucoup de temps, alourdi le code de calcul et tend à rendre celui-ci quasiment incompréhensible, pour une personne non initiée. Hormis cet inconvénient à priori majeur qui ralentit l'expansion et le développement de cet outil, cette méthode est l'un des meilleurs outils dont on dispose actuellement pour l'exploration dans de directions nouvelles.

La méthode des éléments finis (MEF), n'est pas la seule utilisée pour le traitement du problème d'interaction sol-structure. On peut citer par exemple la méthode des éléments de frontières (BEM) [7, 24, 54], qui est utilisée pour les problèmes de domaine semi-infini. Certain auteurs préfèrent utiliser une méthode mixte, qui fait intervenir les deux méthodes, la

MEF pour la discrétisation du domaine fini (la structure), et la BEM pour la discrétisation du domaine semi-infini (le sol) [7, 54].

La programmation de la méthode des éléments finis, permet la résolution aussi bien de problèmes statiques linéaires, ou nonlinéaires que de problèmes dynamiques, [49]. C'est pour cette raison que l'on a opté pour cette méthode. On voit ici le large champ d'utilisation, ou la puissance d'une telle méthode, qui permet de traiter un problème à partir d'un même fichier de données pour des modes de comportement différents. Cette méthode est donc parfaitement adaptée au cadre de notre travail. Nous allons donner brièvement dans les paragraphes qui vont suivre, le principe de la méthode. On s'intéressera plus particulièrement à la formulation des équations régissant le problème considéré.

4.2. Présentation générale de la MEF :

La méthode des éléments finis s'applique à un système physique continu, qui est caractérisé par un ensemble de variables qui peuvent dépendre des coordonnées d'espace et du temps. Cet ensemble de variable se divise en deux sous ensembles, le premier constitué de variables connues comme les propriétés physiques, les dimensions géométriques... etc. Le deuxième constitué de variables inconnues comme les déplacements, les contraintes... etc. [4, 16, 227, 40].

Un modèle mathématique du milieu continu permet d'écrire des relations entre ces deux types de variables, en utilisant des lois de comportement physiques. On obtient ainsi un système d'équations algébriques qui est le plus souvent représenté par un ensemble d'équations aux dérivées partielles intégrées, associées à des conditions aux limites en espace et en temps. Ces équations du milieu continu, ne peuvent en général pas être résolues directement, il y a lieu donc de les discrétiser, c'est à dire de les remplacer par des équations algébriques. Parmi les méthodes utilisées pour la discrétisation, on cite la M.E.F et la BEM [7, 24, 54, 559, 66].

Dans la pratique, divers types de problèmes peuvent se présenter. On cite :

- Problème d'équilibre ou de valeurs aux limites, cas de l'équilibre statique.
- Problème de valeurs propres ou de valeurs critiques, cas des vibrations libres.
- Problème de propagation ou de valeurs initiales, cas d'excitation sismique.

4.3. Discretisation du domaine géométrique :

L'opération de discrétisation, consiste à diviser le domaine étudié Ω en sous domaines appelés mailles [62, 71, 72]. Il faut donc :

- Définir le domaine Ω .
- Le diviser en mailles Ω_i , telles que l'ensemble des Ω_i , soit aussi proche que possible de domaine Ω .

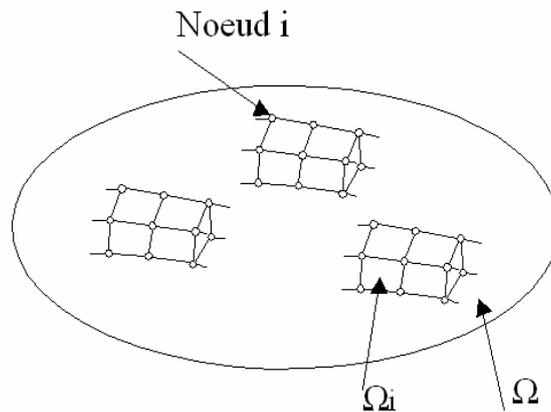


Figure. 4.1. Discretisation schématique d'un corps déformable en éléments finis

Les mailles ou éléments, sont définis par un certain nombre de nœuds, qui sont généralement les sommets, et un nombre de nœuds d'interpolation, qui sont les points du domaine dans lesquels la fonction inconnue est approximée. Dans la plus part des cas les nœuds géométriques et les nœuds d'interpolations sont confondus, ce qui définit un élément isoparamétrique.

D'une manière générale, la discrétisation en éléments finis, doit respecter les règles suivantes [3, 5, 13, 17] :

- Tout élément est d'intérieur non vide.
- Il ne doit pas exister de vide entre éléments.
- L'intersection de deux éléments distincts ne peut être que réduite soit à l'ensemble vide, soit à un point ou bien à une arête dans le cas 2D ou une surface dans le cas 3D.
- Un nœud appartenant à deux éléments doit être défini dans chacun des deux.
- Les angles proches de 0° et 180° doivent être évités.

4.4. Discretisation des formes intégrales :

Après avoir discrétisé le domaine Ω en un ensemble de sous domaines Ω_i bien définis, on écrit pour chaque nœud du réseau d'éléments finis la fonction d'interpolation nodale

[16, 18, 25]. Dans notre cas, le champ du déplacement \mathbf{U} du barrage, ou du sol, est approximé comme suit :

$$\mathbf{U} \approx \mathbf{N}_u \mathbf{U}_n \quad (4.1)$$

Avec \mathbf{U}_n le vecteur nodal du déplacement défini comme valeur inconnue.

Les \mathbf{N}_u sont les fonctions de forme de l'élément. Dans le cas bidimensionnel avec de deux degrés de liberté par nœud, \mathbf{N}_u est donné par :

$$\mathbf{N}_u = \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{u1} & \mathbf{0} & \dots & \mathbf{N}_{ui} & \mathbf{0} & \dots \\ \mathbf{0} & \mathbf{N}_{u1} & \dots & \mathbf{0} & \mathbf{N}_{ui} & \dots \end{bmatrix} \quad i = 1, n_u \quad (4.2)$$

n_u : le nombre de nœuds de l'élément considéré.

Par conséquent, les perturbations des déplacements s'écrivent comme suit :

$$\delta \mathbf{U} = \delta (\mathbf{N}_u \mathbf{U}_n) = \delta \mathbf{U}_n^T \mathbf{N}_u^T \quad (4.3)$$

En remplaçant les fonctions inconnues par leurs approximations dans l'équation (3.32), on trouve :

- Cas du barrage :

$$\int_{\Omega_b} \delta \mathbf{U}_b^T (\mathbf{S} \mathbf{N}_u)^T \mathbf{D} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u) \mathbf{U}_b \, d\Omega_b + \int_{\Omega_b} \delta \mathbf{U}_b^T \mathbf{N}_u^T \rho_b \mathbf{N}_u \ddot{\mathbf{U}}_b \, d\Omega_b + \int_{\Omega_b} \delta \mathbf{U}_b^T \mathbf{N}_u^T \mathbf{F} \, d\Omega_b = \mathbf{0} \quad (4.4)$$

- Cas du sol :

$$\int_{\Omega_f} \delta \mathbf{U}_f^T (\mathbf{S} \mathbf{N}_u)^T \mathbf{D} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u) \mathbf{U}_f \, d\Omega_f + \int_{\Omega_f} \delta \mathbf{U}_f^T \mathbf{N}_u^T \rho_f \mathbf{N}_u \ddot{\mathbf{U}}_f \, d\Omega_f + \int_{\Omega_f} \delta \mathbf{U}_f^T \mathbf{N}_u^T \mathbf{F} \, d\Omega_f = \mathbf{0} \quad (4.5)$$

Après simplification des équations précédentes on trouve :

- Cas du barrage :

$$\left(\int_{\Omega_b} \mathbf{N}_u^T \rho_b \mathbf{N}_u \, d\Omega_b \right) \ddot{\mathbf{U}}_b + \left(\int_{\Omega_b} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u)^T \mathbf{D} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u) \, d\Omega_b \right) \mathbf{U}_b + \int_{\Omega_b} \mathbf{N}_u^T \mathbf{F} \, d\Omega_b = \mathbf{0} \quad (4.6)$$

- Cas du sol :

$$\left(\int_{\Omega_f} \mathbf{N}_u^T \rho_f \mathbf{N}_u \, d\Omega_f \right) \ddot{\mathbf{U}}_b + \left(\int_{\Omega_f} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u)^T \mathbf{D} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u) \, d\Omega_f \right) \mathbf{U}_b + \int_{\Omega_f} \mathbf{N}_u^T \mathbf{F} \, d\Omega_f = \mathbf{0} \quad (4.7)$$

On définit les matrices suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M}_b = \int_{\Omega_b} \mathbf{N}_u^T \rho_b \mathbf{N}_u d\Omega_b \quad (4.8) \\ \mathbf{K}_b = \int_{\Omega_b} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u)^T \mathbf{D} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u) d\Omega_b \quad (4.9) \\ \mathbf{M}_f = \int_{\Omega_f} \mathbf{N}_u^T \rho_f \mathbf{N}_u d\Omega_f \quad (4.10) \end{array} \right.$$

$$\mathbf{K}_f = \int_{\Omega_f} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u)^T \mathbf{D} (\mathbf{S} \mathbf{N}_u) d\Omega_f \quad (4.11)$$

Chaque matrice globale, donnée dans les équations (4.8 à 4.11), est un assemblage de matrices élémentaires, calculées chacune pour un élément du maillage, par l'expression correspondante à un terme de la somme des intégrales sur les éléments. Cette somme est égale à l'intégrale sur le domaine entier. Soit si une matrice \mathbf{M} quelconque définie par une fonction intégrale \mathbf{f} sur le domaine Ω :

$$\mathbf{M} = \int_{\Omega} \mathbf{f} d\Omega . \quad (4.12)$$

alors la subdivision de Ω . en n sous domaines Ω_i permet d'écrire la somme :

$$\mathbf{M} = \sum_{e=1}^n \int_{\Omega_e} \mathbf{f} d\Omega = \sum_{e=1}^n \mathbf{M}_e \quad (4.13)$$

4.5. Utilisation de l'élément référence :

Pour un domaine entier Ω , la partition de ce domaine doit se faire d'une façon judicieuse de manière à optimiser le nombre d'élément au vu de certains critères tels que la précision recherchée, la convergence ...etc.

Mais, des fois on se retrouve face à des configurations géométriques complexes, qui rend le problème d'autant plus difficile, afin de simplifier encore plus la définition analytique des éléments de forme complexe d'une part et l'élaboration d'un programme de calcul d'autre part, la notion d'élément de référence s'avère très efficace [13]. L'idée est de définir des

bijections f différentes entre les points d'éléments de forme identique et un élément de même forme fixe dans un repère dit de coordonnées naturelles (ξ, η) [13, 18, 25, 72].

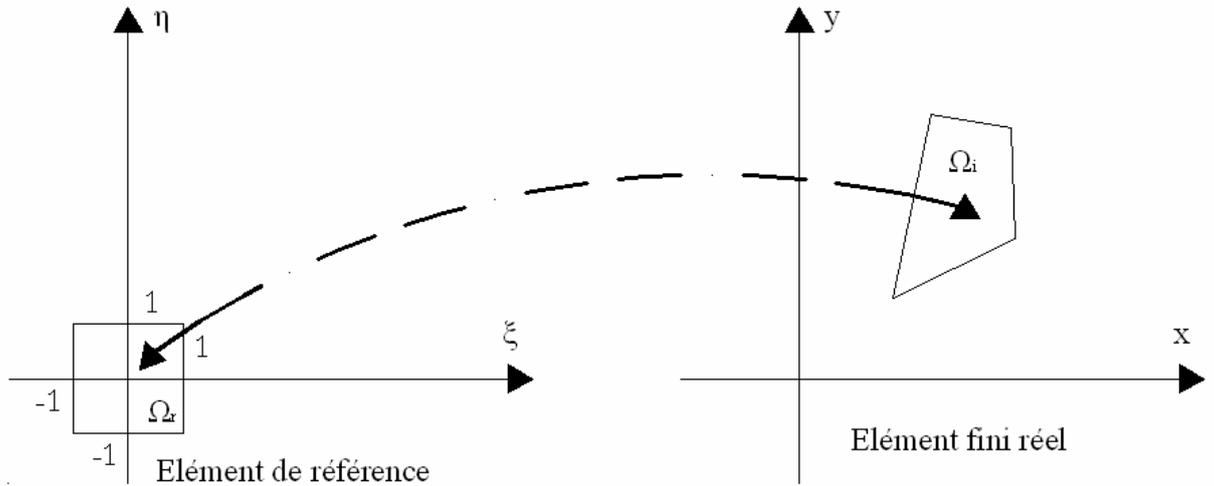


Figure 4.2. Élément réel et élément de référence

La bijection f , associe tout point du domaine Ω_r , à un point du domaine Ω_i :

$$\mathbf{x} = f(\xi) \quad (4.14)$$

La bijection est choisie de telle sorte que :

- Les noeuds géométriques de Ω_r et Ω_i coïncident par la transformation f .
- Chaque portion de frontière de Ω_r et Ω_i coïncident par la transformation f .

4.5.1. Transformation de coordonnées :

Les fonctions de transformations f , sont choisies identiques aux fonctions de formes pour les deux coordonnées x et y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x}^e(\xi, \eta) = \mathbf{N}_i(\xi, \eta) \cdot \mathbf{x}_i = \langle \mathbf{N}_i(\xi, \eta) \rangle \{ \mathbf{X}_{nu} \} \\ \mathbf{y}^e(\xi, \eta) = \mathbf{N}_i(\xi, \eta) \cdot \mathbf{y}_i = \langle \mathbf{N}_i(\xi, \eta) \rangle \{ \mathbf{Y}_{nu} \} \end{array} \right. \quad (4.15)$$

n_u : le nombre de nœuds par élément.

x_i, y_i : sont les coordonnées respectives suivant x, y des noeuds géométriques de l'élément.

$\{X_{nu}\}, \{Y_{nu}\}$: sont les vecteurs coordonnées suivant x, y des noeuds géométriques de l'élément.

Les fonctions N_i sont habituellement des polynômes en (ξ, η) appelées fonctions de transformation géométrique. On les choisit, généralement, de telles sortes qu'elles forment une base polynomiale. Dans ces conditions une fonction N_i doit prendre la valeur 1 pour le noeud (x_j, y_j) si $i = j$, sinon la valeur zéro si $i \neq j$. La méthode la plus simple pour déterminer les formules des transformées de coordonnées consiste à exploiter les fonctions de forme standards utilisées pour l'approximation des variables inconnues (cas d'éléments isoparamétriques) [13, 18, 25].

Grâce à cette transformation on travaille directement dans l'espace (ξ, η) et on utilise les fonctions $U(\xi, \eta)$ à la place de $U(x, y)$, car la valeur de U en un point (ξ, η) de Ω_r correspond à la même valeur de U au point (x, y) de Ω_i .

4.5.2. Calcul du Jacobien :

Tout en se basant sur les techniques usuelles de calcul des dérivées, on donne les expressions des fonctions de forme, en fonction des coordonnées de références par le biais du Jacobien de l'élément réel. Dans le cas bidimensionnel cette expression est donnée par les formules (4.17, 4.18) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial N}{\partial \xi} = \frac{\partial N}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial N}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial \xi} \end{array} \right. \quad (4.17)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial N}{\partial \eta} = \frac{\partial N}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial N}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{array} \right. \quad (4.18)$$

Ce qui est équivalent à l'expression compacte suivante, en remplaçant l'indice ∂ par une virgule :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{,\xi} \\ N_{,\eta} \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} x_{,\xi} & y_{,\xi} \\ x_{,\eta} & y_{,\eta} \end{bmatrix} \left\{ \begin{array}{l} N_{,x} \\ N_{,y} \end{array} \right\} \quad (4.19)$$

Soit en écriture indicielle :

$$N_{,\xi} = J N_{,x} \quad (4.20)$$

L'expression (4.20) donne la relation entre les dérivées des fonction de forme par rapport aux coordonnées de l'élément de référence en fonction des dérivées par rapport à l'élément réel par le biais de la matrice **J** dite matrice Jacobienne, son expression est :

$$[\mathbf{J}] = \begin{bmatrix} \langle \mathbf{N}_{,\xi} \rangle \{ \mathbf{X} \} & \langle \mathbf{N}_{,\xi} \rangle \{ \mathbf{Y} \} \\ \langle \mathbf{N}_{,\eta} \rangle \{ \mathbf{X} \} & \langle \mathbf{N}_{,\eta} \rangle \{ \mathbf{Y} \} \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \langle \mathbf{N}_{,\xi} \rangle \\ \langle \mathbf{N}_{,\eta} \rangle \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{ \mathbf{X} \} \\ \{ \mathbf{Y} \} \end{bmatrix} \quad (4.21)$$

Le passage d'une intégrale d'une fonction quelconque, sur l'élément réel à son intégrale sur l'élément de référence se fait comme suit :

$$\int_{\Omega_i} f(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \cdot d\mathbf{x} \cdot d\mathbf{y} = \int_{\Omega_r} f(\mathbf{x}(\xi, \eta), \mathbf{y}(\xi, \eta)) \cdot \det(\mathbf{J}) \cdot d\xi \cdot d\eta \quad (4.22)$$

4.5.3. Evaluation des intégrales :

Le calcul des intégrales, s'effectue en se basant sur la quadrature de Gauss [18], qui consiste à remplacer l'intégrale exacte par une somme des valeurs pondérées de cette fonction en des points spécifiques :

$$\int_{\Omega} f(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \cdot d\Omega = \sum_{i=1}^n \mathbf{W}_i \cdot f(\mathbf{x}_i, \mathbf{y}_i) \quad (4.23)$$

n : nombre de points de Gauss.

x_i, y_i : les points de Gauss.

\mathbf{W}_i : valeurs de pondération correspondantes (voir l'annexe A).

4.6. Présentation des logiciels utilisés :

4.6.1. Programme MATLAB :

Dans le cadre de notre travail, on a utilisé le programme de calcul femtb, élaboré par M. Seghir Enseignant au Département de Génie Civil de l'Université de Bejaia ; pour l'analyse dynamique d'un milieu continu élastique. Le programme, est écrit sous l'environnement MATLAB, tout en exploitant la notion d'orienté objet. Il est constitué de classe mères, chacune contient des sous classes qui sont composées d'objets, tout on donnant des relations séquentielles entre elles. L'introduction des données que soit géométriques ou mécaniques se fait à partir de deux fichiers de données l'un pour les coordonnées des nœuds et les connectivités et l'autre pour les caractéristiques mécanique du sol et du barrage. Les résultats seront récupérés à partir des fichiers résultats l'un pour les périodes fondamentales

l'autre pour les déplacements et les accélérations et le dernier pour les contraintes. Ses résultats seront par la suite transférés vers un autre logiciel pour obtenir les représentations graphiques voulues. On fin, des commentaires seront fait pour chaque graphique.

4.6.2. SAP 2000 V8 :

Le SAP 2000 V8 est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis. Depuis sa première version, dans les années 70, développé par Wilson enseignant à l'université de California USA. Le SAP a beaucoup évolué par rapport aux autres outils de calcul. Il est opérationnel sur un ordinateur personnel, et offre les performances de la technologie d'aujourd'hui (capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision et analyse statique et dynamiques). Il se base sur un programme en fortran orienté objet avec une interface utilisateur qui facilite la manipulation et l'exécution du programme source. Donc il suffit juste de faire la représentation graphique du milieu continu qu'on veut modélisé et il va automatique générer le fichier de donnée qu'il va utilisé dans les calcul, tout on donnant les caractéristiques physico mécaniques du matériau ainsi que le type d'analyse. Concernant les résultats, on peut les avoir soit sous forme graphique ou un fichier de résultats.

Chapitre 5

Etude des vibrations libres :

5.1. Introduction :

A fin de prévoir et de comprendre le comportement dynamique d'une structure donnée, on doit connaître ses paramètres modaux : les fréquences et les modes propres. Leurs déterminations pour des systèmes physiques de grandes dimensions, tels que les barrages, constituent souvent, une tâche difficile, notamment lorsqu'il s'agit d'un système couplé, qui tient compte des interactions-fluide-sol structures. Plusieurs investigations numériques ont été menées dans ce sens, on cite les travaux de Wilson [25], Chapra et Chakrabarti [9], sur le barrage Pine Flat, Tiliouine et Moussaoui, [60] et Tiliouine et Seghir [67] sur le barrage de Oued Fodda [60, 67], ainsi que d'autres auteurs [5, 28, 70]. Les résultats obtenus par ces auteurs, ont permis de mieux comprendre les deux phénomènes d'interaction sol-structure et fluide-structure.

La résolution du problème aux fréquences et modes propres d'un modèle d'éléments finis, correspond au problème de valeurs et de vecteurs propres d'un système matriciel. Ce qui consiste à trouver les racines d'un polynôme caractéristique du même ordre que le système matriciel. Parmi les méthodes de résolutions on cite : la méthode de Jacobi [10, 46] qui permet de déterminer les valeurs et les vecteurs propres d'un système matriciel de petites dimension, dont les matrices doivent être définies positives et symétriques. La méthode de sous-espaces [46, 55], qui est utilisée pour la détermination des valeurs et des vecteurs propres des systèmes matriciels de grandes dimensions, tout en se basant sur la méthode de Jacobi pour des systèmes de dimensions plus réduites, ainsi que la méthode de Ritz et Lanczos [10, 46, 55].

Dans ce chapitre, on va s'intéresser en premier lieu à la détermination des fréquences et des modes propres du barrage encastré (hypothèse d'un sol infiniment rigide). En deuxième lieu au système couplé sol-structure tout en se basant sur la discrétisation en éléments finis obtenue dans le chapitre précédent, et pour les deux formulations de l'interaction sol-

structure, l'une à fondation massive et l'autre à fondation sans masse. En dernier lieu on va effectuer une étude paramétrique, on faisant varier la largeur et la profondeur du maillage utilisé pour modéliser le massif de sol.

5.2. Présentation des systèmes sol-structure considérés :

Dans notre étude, on va s'intéresser au cas de deux barrages : celui de Oued Fodda à la wilaya de Chelef et celui de Pine Flat au Kings River en Californie USA. Le comportement mécanique de la superstructure (barrage en béton), est supposé linéaire, élastique et isotrope. Les caractéristiques mécaniques et physiques requises pour l'étude sont :

- La masse volumique ρ_b ;
- Le coefficient de poisson ν_b ;
- Le module de Young E_b .

Le massif de sol, est considéré comme étant un espace semi infini, homogène en élasticité linéaire isotrope, tout en négligeant les pressions interstitielles (sol sec), donc on va travailler avec les contraintes totales. De même, on définit les paramètres du sol nécessaires pour l'étude :

- Sa masse volumique ρ_f ;
- Le coefficient de poisson ν_f ;
- Le module de Young E_f .

Le monolithe du barrage, de hauteur H_b et de largeur L_c à la crête et L_b à la base, est discrétisé en N_{eb} éléments quadrilatéraux isoparamétriques à deux degrés de liberté par nœud. Le massif de sol est discrétisé en N_{ef} éléments de même type que ceux utilisés pour le barrage, pour faciliter le couplage au niveau de l'interface barrage-sol.

Le système de coordonnées, la géométrie ainsi qu'un maillage représentatif d'éléments finis du système couplé sol-structure sont illustrés sur la figure (5.1) suivante :

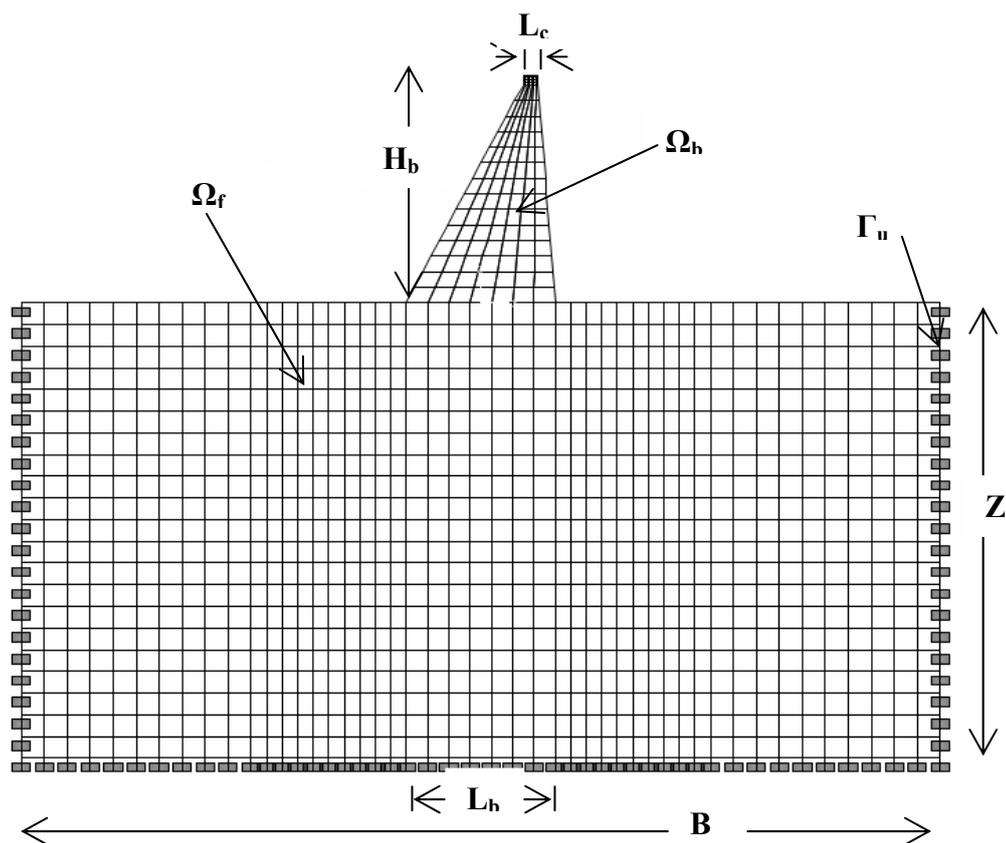


Figure 5.1. Maillage du barrage et du sol

Les caractéristiques des deux barrages considérés ici comme cas d'étude, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1. Caractéristiques mécaniques et géométriques des barrages analysés.

Barrage	ρ_b (Kg/m ³)	ν_b	E_b (MPa)	H_b (m)	L_c (m)	H_c (m)	L_c (m)	f_{am}	f_v
O. Fodda	2640	0.2	24600	101	65.5	4.6	5	0.1	0.55
Pine Flat	2483	0.2	34500	122	96	19.2	9.75	0	0.85

Le barrage Pine Flat, construit dans Kings River en Californie, est étudié par Chopra [9], avec inclusion des effets d'interaction fluide-sol-structure selon une méthode semi analytique développée par le même auteur. Il a fait aussi l'objet des travaux de Wilson [25], en utilisant la méthode des élément finis et en tenant compte des effets d'interaction fluide-sol-structure. Ce cas servira de comparaison et de validation du code de calcul utilisé. Par contre, le barrage de Oued Fodda au Nord-ouest Algérien a fait l'objet de plusieurs travaux dirigés par Tiliouine [60, 67], et constitue le sujet d'étude et d'investigations numériques.

5.3. Etude du barrage encastré :

Les vibrations libres du barrage encastré, sont déterminées en résolvant le problème de valeurs et de vecteurs propres de l'équation du mouvement, dans laquelle le terme d'amortissement ainsi que les forces extérieures sont pris nuls :

$$[\mathbf{M}_b]\ddot{\mathbf{U}}_b + [\mathbf{K}_b]\mathbf{U}_b = \mathbf{0} \quad (5.1)$$

Une solution particulière de ce système d'équations différentielles est de la forme suivante :

$$\mathbf{U}_b = \Phi \sin(\omega_b t + \theta) \quad (5.2)$$

Reportant (5.2) dans (5.1) on trouve :

$$([\mathbf{K}_b] - \omega_b^2 [\mathbf{M}_b])\Phi = \mathbf{0} \quad (5.3)$$

Le système matriciel (5.3) n'a de solution non triviale ($\Phi \neq 0$), que si et seulement si son déterminant est nul :

$$\det([\mathbf{K}_b] - \omega_b^2 [\mathbf{M}_b]) = 0 \quad (5.4)$$

Il en résulte, que l'équation (5.4) possède N racines réelles ω_{bi}^2 , ou N est le rang des matrices $[\mathbf{M}_b]$ et $[\mathbf{K}_b]$, c'est-à-dire le nombre de degré de liberté du système. Ces racines sont les valeurs propres du système matriciel (5.3).

On nomme les fréquences propres du système les quantités :

$$f_{bi} = \frac{\omega_{bi}}{2\pi} \quad (5.5)$$

A chaque valeur propre ω_{bi}^2 , est associé un vecteur propre Φ_{bi} solution de l'équation :

$$([\mathbf{K}_b] - \omega_{bi}^2 [\mathbf{M}_b])\Phi_{bi} = \mathbf{0} \quad (5.6)$$

Avant de passer à l'étude paramétrique, on va tout d'abord valider le programme de calcul utilisé. Pour ce faire, on va comparer les résultats obtenus avec ceux fournis par Wilson [25], Chopra et Chakrabarti [9] pour le cas de barrage de Pine Flat. On appuie aussi sur les résultats obtenus par Tiliouine et Seghir pour le cas du barrage de Oued Fodda [60, 67]. Pour

ces deux cas d'étude, on donne les résultats obtenus par le SAP2000V8, logiciel de calcul en éléments finis [25].

Dans le cadre de notre travail, on a utilisé deux programmes. Le premier est développé par un enseignant au département de génie civil de l'université de Bejaia Algérie, qui se base sur la méthode des éléments finis, écrit sous l'environnement MATLAB (programme classique d'éléments finis). Le second, est développé par un enseignant à l'université de California USA, qui se base sur un programme en fortran orienté objet avec une interface utilisateur qui facilite la manipulation et l'exécution du programme source

5.3.1. Système barrage de Pine Flat :

En premier lieu, on considère le barrage de Pine Flat vide (sans interaction hydrodynamique). Un modèle éléments finis de ce barrage est réalisé, tel qu'il est donné par Chopra et Chakrabarti [9]. Il consiste en un assemblage $N_{eb} = 120$ éléments quadrilatéraux linéaires isoparamétriques (Q4) avec une répartition de $N_{xb} = 10$ et $N_{zb} = 12$, ce qui donne un nombre de 143 points, qui se traduit, avec l'élimination des points à la base supposé encastree à la fondation rigide. Un nombre total de degré de liberté égal à 164.

Pour la comparaison, les résultats obtenus par Chopra et Chakrabarti, ainsi que les résultats de la présente étude, sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau 4.2. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage vide).

Mode	1	2	3	4
Calculées	0.254	0.124	0.091	0.071
Référence [8]	0.256	0.125	0.092	0.072
SAP2000V8	0.260	0.139	0.134	0.091

On note immédiatement, à partir de ce tableau ; que les résultats obtenus sont proches de ceux obtenus par Chopra et Chakrabarti, ainsi que ceux obtenus en utilisant le SAP2000V8. L'écart maximal ne dépasse pas 0.78%.

En deuxième lieu, on considère le barrage Pine Flat, tout en tenant compte de l'interaction fluide-structure (barrage plein). Mais cette fois-ci, on va comparer nos résultats à ceux obtenus par Chopra et Chakrabarti, qui se sont basés sur une méthode semi analytique, ainsi que ceux de Wilson qui s'est basé sur la méthode des éléments finis, il a discrétisé le Barrage en $N_{xb} = 5$ et $N_{zb} = 6$ éléments quadrilatéraux à neuf nœuds avec huit points d'intégration. Concernant le fluide, il l'a discrétiser en éléments solide 3D avec un module de compressibilité de l'eau, et un module de cisaillement presque nul.

Dans notre cas l'effet hydrodynamique est pris en compte en se basant sur le modèle de masse ajoutée de Westergaard [33] exposée dans le chapitre 3.

Les principaux résultats obtenus par le programme utilisé, Chopra et Chakrabarti ainsi que Wilson, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein).

Mode	Calculées		Wilson	Chopra
	Programme	SAP2000V8		
1	0.347	0.356	0.335	0.345
2	0.159	0.170	0.158	0.130

On note dans ce tableau, que les périodes propres obtenues par le programme utilisé, sont proches de celles obtenues par Wilson, Chopra et Chakrabarti (l'écart est de 3.58%). Mais il s'approchent beaucoup plus de celles obtenues avec le SAP2000V8 (l'écart est de 2.5%), avec la masse ajoutée de Westergaard.

5.3.2. Système barrage de Oued Fodda :

Concernant le barrage de Oued Fodda, il a été étudié par Tiliouine et Seghir, en le discrétisant en $N_{xb} = 8$ et $N_{zb} = 20$ éléments quadrilatéraux, linéaires isoparamétrique (Q4). Un modèle d'éléments finis est réalisé comme il a été fait par ces auteurs, mais avec un maillage de $N_{xb} = 7$ et $N_{zb} = 18$ éléments.

Les résultats obtenus par le programme utilisé, et les deux auteurs, ainsi que le SAP2000V8, sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau 5.4. Périodes propres (sec) du barrage Oued Fodda (barrage vide).

Mode	Calculées		Tiliouine et Seghir
	Programme	SAP2000V8	
1	0.277	0.263	0.267
2	0.113	0.108	0.113

On voit bien que les résultats obtenus par le programme, sont très proches de ceux obtenus par Tiliouine et Seghir, ainsi que ceux du SAP2000V8.

Après avoir fait une série de comparaison entre les résultats obtenus par le programme utilisé avec les différents auteurs, qui ont travaillé dans ce domaine, on peut dire que notre programme est validé. Ce qui nous permet de faire une étude paramétrique avec ce programme.

Dans le but de déterminer l'influence de la discrétisation suivant les deux directions, horizontale et verticale. Une étude de maillage optimum est effectuée avec le modèle d'éléments finis du barrage Oued Fodda. Les résultats les plus intéressants pour les premiers cinq modes de vibration sont reportés sur le tableau suivant :

Tableau 5.5. Périodes propres (sec) du barrage Oued Fodda (barrage vide) pour différents maillages.

N_{zb}	10	18	23	32
N_{xb}	5	7	9	12
Mode				
1	0.278	0.277	0.277	0.277
2	0.114	0.113	0.113	0.113
3	0.093	0.092	0.092	0.092
4	0.065	0.064	0.064	0.064
5	0.044	0.043	0.043	0.043

Ce tableau, nous montre, d'une part : que la sensibilité des valeurs des périodes propres calculées pour différents maillages, est plus prononcée pour la discrétisation dans la direction verticale que dans la direction horizontale. D'autre part, les résultats permettent d'affirmer qu'un maillage constitué de $N_{eb} = 126$ éléments répartis comme suit $N_{xb} = 7$ et $N_{zb} = 18$, et donnant un nombre de degré de liberté égal à 238, est suffisant pour la modélisation du barrage de Oued Fodda.

5.4. Etude du système couplé sol-structure :

Dans le cas des problèmes de grandes structures couplées, il est généralement possible de générer les modes propres du système couplé à partir des modes propres des sous structures composantes. Ceci, permet d'éviter la résolution d'un problème de valeurs et de vecteurs propres d'un système matriciel de grande dimension. Une variété de telles méthodes de synthèses modales ont été développées [10, 46, 55].

Dans le cas de phénomène d'interaction sol structure, le problème devient plus complexe, en tenant compte des conditions d'interface sol structure, qui induit des modifications dans les méthodes de synthèses modales [10, 46, 55]. Ainsi, il est préférable de résoudre le problème des vibrations libres du système sol structure, directement par la solution d'équations couplées [10, 46].

Pour obtenir les valeurs et les vecteurs propres du système couplé, sol structure, on résoud l'équation d'équilibre dynamique du système complet, tout en annulant le terme d'amortissement et les forces extérieures (d'inertie). De la même manière que dans le cas de

barrage encastré, mais en remplaçant les matrices du barrage encastré par celles du système sol barrage.

Il y a lieu de noter, que la résolution du problème de vibration libre pour le système complet, impose un volume de calcul et un espace mémoire important.

Dans cette partie, on va comparer les résultats obtenus par le programme avec ceux obtenus par Wilson pour le barrage de Pine Flat, tout en incluant l'effet hydrodynamique pour deux cas : cas d'une petite fondation ($B = 2H_b$, $Z = H_b$) et cas de grande fondation ($B = 4H_b$, $Z = 2H_b$). Tout en se basant sur deux méthodes de formulation : méthode avec une fondation massive et celle avec fondation sans masse exposées au chapitre 3.

Les résultats obtenus par le programme ainsi que ceux de Wilson, et ceux obtenues avec le SAP2000V8 sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein) fondation sans masse.

Mode	Petit fondation			Grande fondation		
	Calculé	SAP2000V8	Wilson	Calculé	SAP2000V8	Wilson
1	0.402	0.429	0.400	0.439	0.442	0.415
2	0.181	0.204	0.195	0.202	0.216	0.207

Tableau 5.7. Périodes propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein) fondation massive.

Mode	Petit fondation		Grande fondation	
	Calculé	Wilson	Calculé	Wilson
1	0.405	0.404	0.468	0.455
2	0.194	0.210	0.359	0.371

On note dans ce tableau, que les périodes propres obtenues par le programme utilisé, s'éloignent légèrement à celles obtenues par Wilson (un écart de 6.5%). Mais elles s'approchent beaucoup plus à celles obtenues avec le SAP2000V8, avec la masse ajoutée de Westergaard dans le cas de la formulation avec fondation sans masse.

D'autre part, on peut remarquer que les périodes obtenues dans le cas de formulation avec fondation massive, sont proches de celles obtenues par Wilson (un écart de 2.87%), et elles sont plus grandes que celles obtenues avec la formulation avec fondation sans masse.

5.5. Etude paramétrique :

Après avoir validé le programme, on passe maintenant à l'étude paramétrique, dans laquelle, on va voir l'influence des dimensions géométriques ainsi que la forme géométrique de la fondation sur les valeurs de la période fondamentale du barrage de Oued Fodda, et ce-la pour les deux formulations proposées.

5.5.1. Effet de la largeur B de la fondation sur les valeurs de la période fondamentale du barrage de Oued Fodda :

Pour l'étude de l'influence de la largeur B de la fondation sur les valeurs de la période fondamentale du barrage de oued Fodda, on fixe la profondeur de la fondation à $Z = 2H_b$, et on fait varier la largeur B de $2H_b$ jusqu'à $20H_b$, pour les valeurs du rapport $E_f/E_b = 1/4, 1/2, 1, 2, 4$, avec E_f le module de Young du sol, et on prend le module de Poisson $\nu_f = 0.3$ et $\rho_f = \rho_b = 2400 \text{ Kg/m}^3$, pour le sol. Un modèle d'éléments finis est réalisé avec des éléments quadrilatéraux isoparamétrique à quatre nœuds (Q4),

Les valeurs des périodes fondamentales en fonction du rapport B/H_b et du E_f/E_b , sont représentées sur les deux figures suivantes, l'une pour le cas avec fondation massive (5.3) et l'autre pour le cas avec fondation sans masse (5.2) :

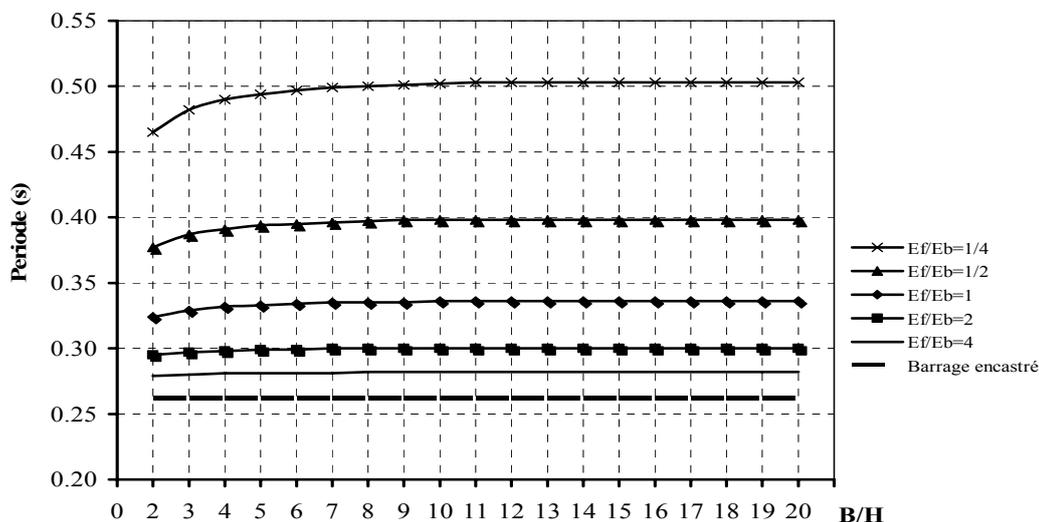


Figure 5.2. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de B/H_b et E_f/E_b Cas avec fondation sans masse

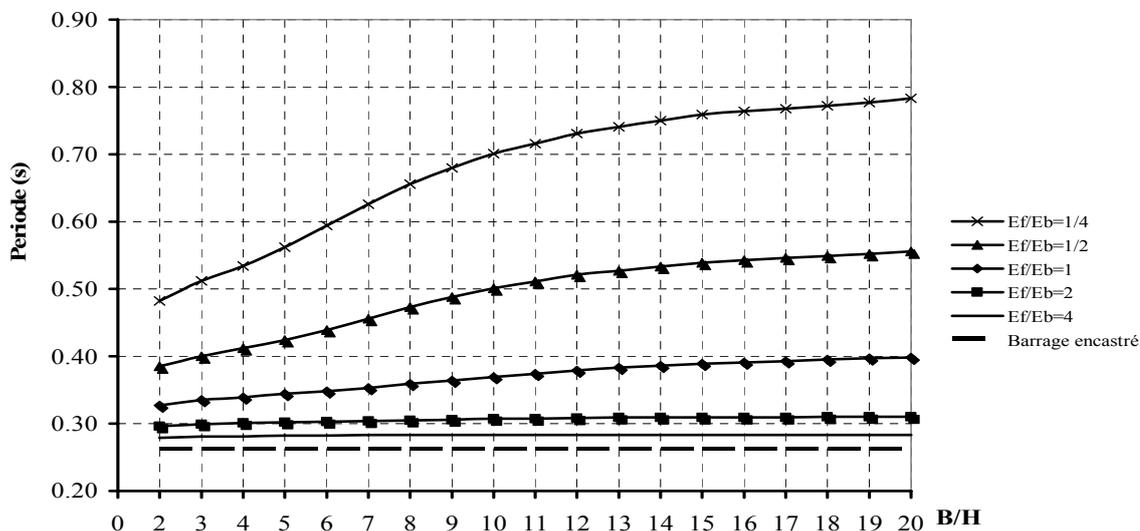


Figure 5.3. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de B/H_b et E_f/E_b Cas avec fondation massive

Tout en se basant sur les résultats représentés sur les deux figures, on peut conclure que :

- La figure (5.2) nous montre que la période augmente avec l'augmentation du rapport B/H_b , jusqu'à un rapport égale à 8, par la suite, on aura une stabilité des valeurs de la période.
- La figure (5.3) nous montre que la période fondamentale augmente indéfiniment, on n'aura pas une convergence vers l'infini.
- Les deux figures nous montrent que la période fondamentale du barrage de Oued Fodda augmente avec la diminution du rapport E_f/E_b .
- On voit bien que les valeurs, de la période fondamentale, obtenues pour la formulation avec fondation massive sont plus grandes que celles obtenues pour la formulation avec fondation sans masse, et ça quelque soit le rapport B/H_b et le rapport E_f/E_b .
- Dans les deux cas de formulations la période est supérieure à celle obtenues pour le cas de barrage encastré.

5.5.2. Effet de la profondeur Z de la fondation sur les valeurs de la période fondamentale du barrage de Oued Fodda :

Pour l'étude de l'influence de la profondeur Z de la fondation sur les valeurs de la période fondamentale du barrage de oued Fodda, on fixe la largeur de la fondation à $B = 12H_b$, et on fait varier la profondeur Z de $2H_b$ jusqu'à $20H_b$.

Les valeurs de la période fondamentale en fonction du rapport Z/H_b et du E_f/E_b , sont représentées sur les deux figures suivantes, l'une pour le cas avec fondation massive et l'autre pour le cas avec fondation sans masse :

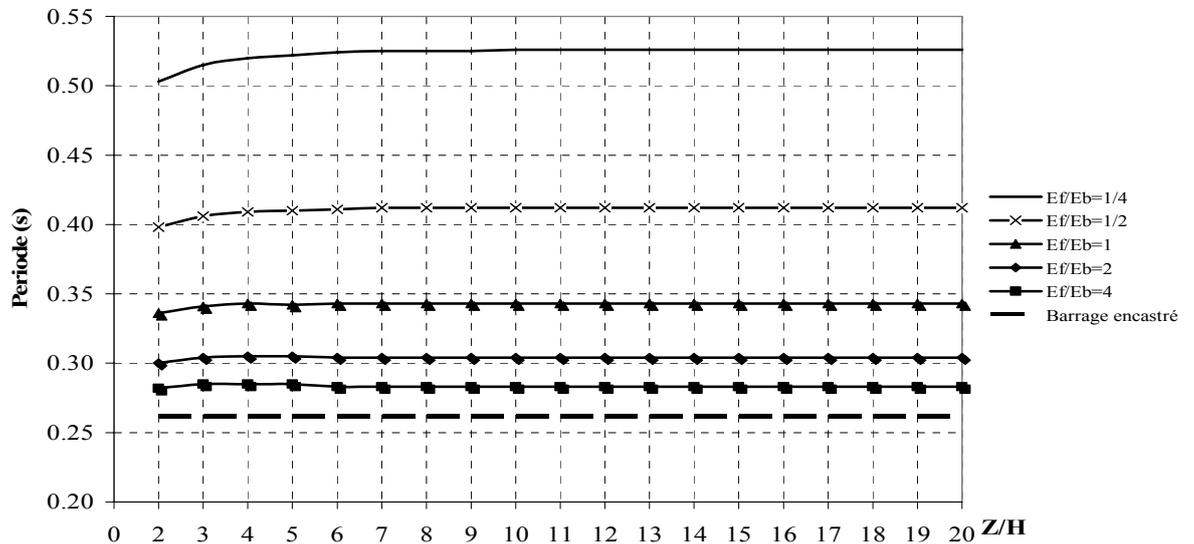


Figure 5.4. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de Z/H_b et E_t/E_b Cas avec fondation sans masse

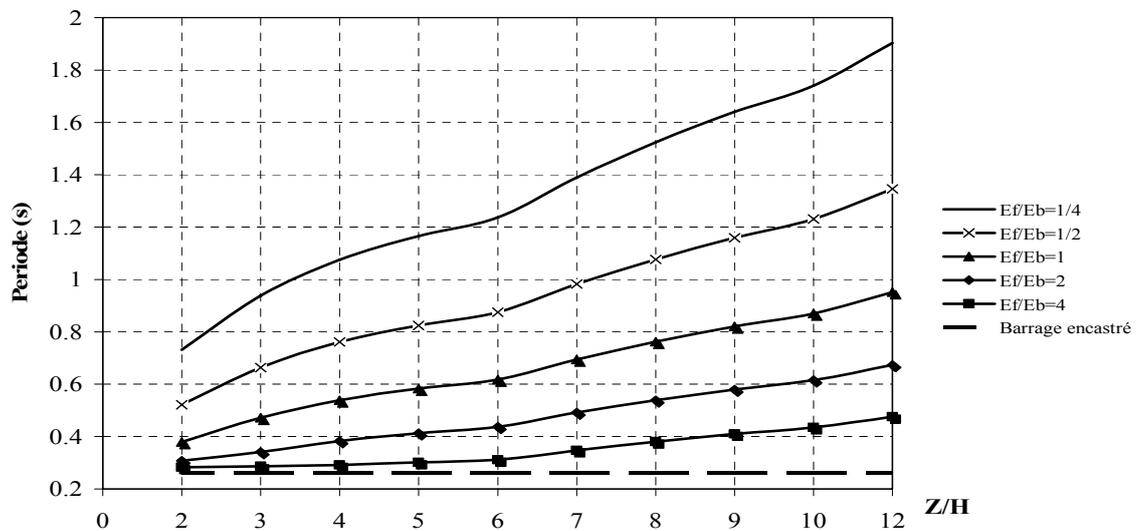


Figure 5.5. Périodes fondamentales (sec) du barrage de Oued Fodda en fonction de Z/H_b et E_t/E_b Cas avec fondation massive

Les deux figures, nous permet de conclure que :

- La figure (5.4) nous montre que la période augmente avec l'augmentation du rapport Z/H_b , jusqu'à un rapport égale à 8, par la suite, on aura une stabilité des valeurs de la période.

- La figure (5.5) nous montre que la période fondamentale augmente indéfiniment, on n'aura pas une convergence vers l'infini.
- Les deux figures nous montrent que la période fondamentale du barrage de Oued Fodda augmente avec la diminution du rapport E_f/E_b .
- On voit bien que les valeurs, de la période fondamentale, obtenues pour la formulation avec fondation massive sont plus grandes que celles obtenues pour la formulation avec fondation sans masse, et ça quelque soit le rapport Z/H_b et le rapport E_f/E_b .
- Dans les deux cas de formulation la période est supérieure à celle obtenus pour le cas de barrage encastré.

5.6. Conclusion :

L'étude paramétrique, nous montre que les dimensions de la fondation à prendre dans la modélisation, influent sur les résultats notamment dans le cas de la formulation avec fondation massive. Mais les valeurs de la périodes se stabilisent après avoir dépasser une certaine largeur dans le cas de la formulation avec fondation sans masse.

La valeur de la période fondamentale augmente avec l'augmentation de la largeur et la profondeur du maillage de la fondation.

L'augmentation du rapport E_f/E_b , conduit à une diminution de la période, et on tend vers l'hypothèse du barrage encastré.

Chapitre 6

Etude de la réponse sismique :

6.1. Introduction :

La prévision du comportement dynamique des structures de grandes dimensions, telles que les barrages, est équivalente à l'analyse sismique. L'aspect aléatoire des séisme, dû en partie à la méconnaissance des phénomènes physiques et mécaniques, traduit également de multiple aléas : lieu et date d'occurrence, intensité et magnitude, durée, amplitude et fréquence des signaux (déplacement, vitesse et accélération) avec les dépendances éventuelles entre ces variables. En dynamique des structures, les déplacements du système physique correspondent à des accélérations qui traduisent des forces d'inerties, opposées à ces mêmes accélérations.

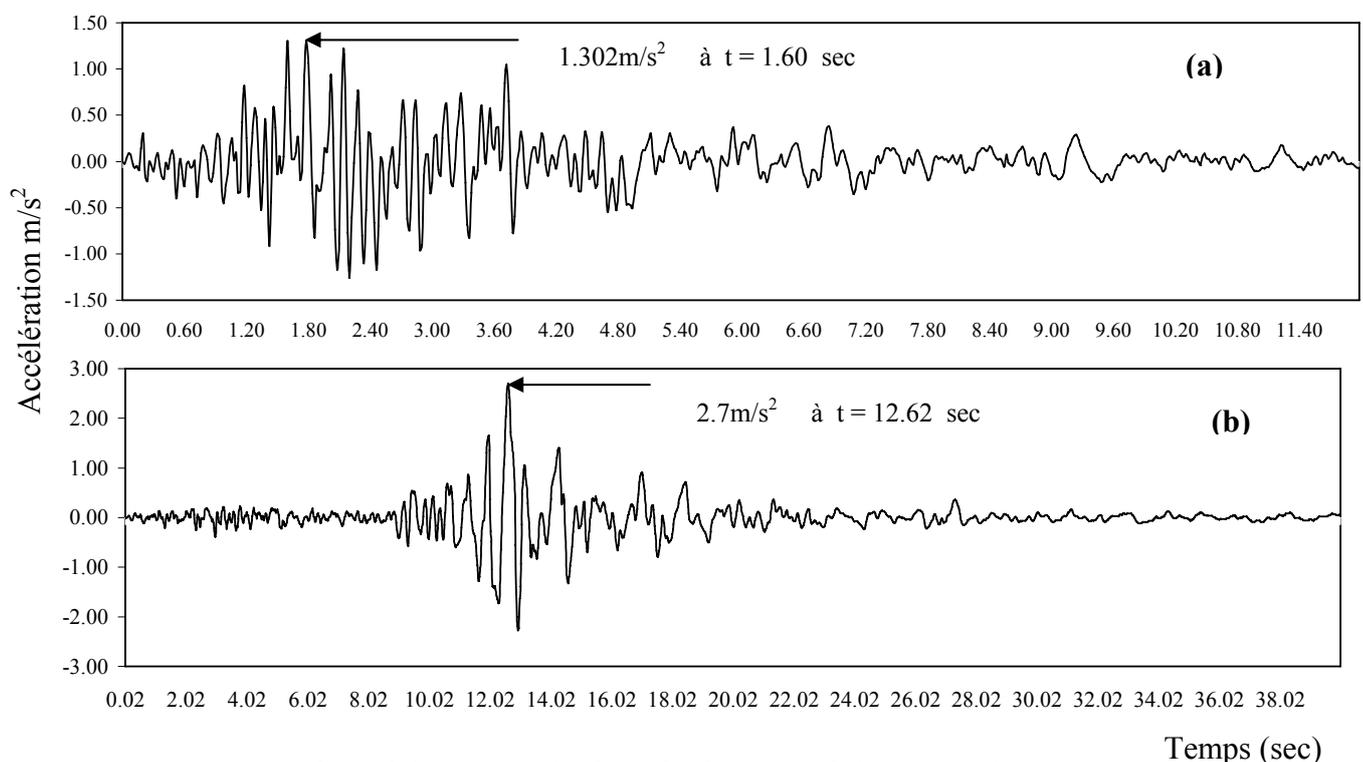
Pour un modèle d'éléments finis, la détermination de la réponse sismique, revient à résoudre un système d'équations différentielles de second ordre obtenu par la discrétisation des formes intégrales. Pour résoudre ce système, deux grandes méthodes peuvent se présenter : la première consiste à utiliser la notion de mode de vibration, il s'agit de la méthode de superposition modale. La seconde est de regarder les systèmes traduisant l'équilibre dynamique au temps t comme un système d'équation différentielle ordinaire, à coefficients constants, et de leur appliquer les procédures classiques d'intégration numérique, c'est la méthode directe, dans ce dernier cas la solution est connue a chaque instant [10, 46, 55].

Chacune de ces méthodes, présente des avantages et des inconvénients et limites. Il est clair, dès à présent, que la méthode d'intégration directe, est coûteuse en temps de calcul et stockage d'information. A priori, elle n'est donc à employer que si le temps de la réponse est bref, mais il peut y avoir d'autres raisons, les principales étant l'existence de non-linéarité qui remettent en cause la notion de modes. Pour plus de détails sur la méthode de superposition modale voir annexe B.

Dans ce chapitre, on va s'intéresser en premier lieu à la détermination de la réponse sismique en terme de déplacement du barrage encastré. Par la suite, on passe au système couplé sol-structure tout en se basant sur la discrétisation en éléments finis exposée au chapitre 4, et pour les deux formulations d'interaction sol-structure (fondation massive et fondation sans masse). En dernier lieu on va effectuer une étude paramétrique, en faisant varier la largeur du massif de sol et sa profondeur, et on donne l'histoire de la réponse en déplacement et accélérations en crête du barrage ainsi que les contraintes à la base.

6.2. Les excitations dynamiques considérées :

Les excitations dynamiques considérées dans cette étude, sont les enregistrements accélérométriques des composantes horizontales de la réplique d'El-Atfaff du 29-10-1980, du séisme d'El-Asnam, et celle du tremblement de terre de Loma Preita 1989. Les deux accélérations, sont représentés sur la figure suivante :



**Figure 6.1. Les accélérations sismiques considérés dans l'étude
(a) El Asnam 1980 (b) Loma Preita 1989.**

6.3. Validation et comparaison :

Dans cette partie, on va comparer les résultats obtenus par le programme de calcul utilisé, à ceux obtenus par d'autres auteurs. Dans un premier cas, on considère le barrage de Pine Flat, encastré, qui a été étudié par Wilson [25], tout en tenant compte des effets hydrodynamiques (barrage plein). Par la suite, on considère le même barrage, mais en tenant

compte de l'interaction sol-structure en reprenant le même modèle de Wilson pour les deux types de formulations, avec fondation massive et avec fondation sans masse. Dans le deuxième cas, on considère le barrage de Oued Fodda, étudié par Tiliouine et Moussaoui [61], en tenant compte de l'interaction sol-structure.

6.3.1. Système barrage de Pine Flat :

Wilson, a étudié la réponse sismique du barrage de Pine Flat [25], en considérant le tremblement de terre de Loma Preita 1989 tout en effectuant des corrections de l'accélération sismique utilisé [25]. Il a considéré deux cas, celui d'une petite fondation ($B = 2H_b$, $Z = H_b$) et cas de grande fondation ($B = 4H_b$, $Z = 2H_b$), en se basant sur les deux formulations d'interaction sol-structure avec fondation massive et avec fondation sans masse.

Les résultats obtenus par le programme de calcul utilisé, ainsi que ceux de Wilson et ceux obtenus par le SAP2000 V8, sont résumés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau 6.1. Déplacements maximaux (cm) en crête du barrage Pine Flat
(Barrage plein) formulation avec fondation sans masse.**

Barrage en castré			Barrage avec Petite fondation			Barrage avec Grande fondation		
Calculé	Wilson	SAP	Calculé	Wilson	SAP	Calculé	Wilson	SAP
1.457	1.651	1.540	5.120	3.226	6.04	5.779	3.632	6.090

**Tableau 6.2. Déplacements maximaux (cm) en crête du barrage Pine Flat
(Barrage plein) formulation avec fondation massive.**

Barrage avec Petite fondation		Barrage avec Grande fondation	
Calculé	Wilson	Calculé	Wilson
6.120	3.251	6.450	3.327

On voit bien sur les deux tableaux , que les résultats obtenus par le programme de calcul utilisé, se rapprochent mieux de ceux du SAP2000V8 pour le cas de barrages encastres et les barrages avec petite et grande fondation. Pour la formulation avec fondation sans masse l'écart maximal entre le programme de calcul utilisé et le SAP2000V8 est de 15.23 % mais s'éloigne de ceux obtenus par Wilson, on peut justifier ça par le fait que Wilson a corrigé l'accélération sismique, donc, on a utilisé une accélération différente de celle utilisée par Wilson, ainsi que la différence dans la manière de prendre en compte l'effet hydrodynamique, l'auteur a modélisé l'eau avec des éléments finis, par contre nous, on s'est basé sur la méthode de masse ajoutée de Westergaard [33].

6.3.2. Système barrage de Oued Fodda :

La réponse sismique du barrage de Oued Fodda a été étudiée par Tiliouine et Moussaoui [61], en tenant compte de l'interaction sol-structure, ainsi que l'effet hydrodynamique, en considérant comme accélération celle d'El-Asnam 1980 et Loma Preita 1989. Les auteurs ont modélisé le barrage avec des éléments quadrilatéraux à huit nœuds, tout en prenant $B = 2H_b$ et $Z = H_b$ pour le massif de sol. Le même modèle a été considéré, ici mais avec des éléments quadrilatéraux à quatre nœuds, donc on a raffiné le maillage du modèle.

Les résultats obtenus par le programme de calcul utilisé et ceux obtenus par Tiliouine et Moussaoui [61], sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 6.3. Déplacements maximaux (cm) en crête du barrage Oued Fodda.

E_f/E_b	Effet hydrodynamique		Sans masse		Avec masse	
			Calculé	Réfé [61]	Calculé	Réfé [61]
4	Inclus	El-Asnam	1.390	0.990	1.360	0.986
		Lom Preita	4.920	3.034	4.860	2.989
4	Exclus	El-Asnam	0.904	0.879	0.878	0.581
		Lom Preita	2.442	2.544	2.430	1.879
0.125	Inclus	El-Asnam	2.740	1.279	2.660	1.229
		Lom Preita	18.73	17.120	16.340	15.180
0.125	Exclus	El-Asnam	1.510	0.957	1.469	0.646
		Lom Preita	19.69	15.500	19.330	11.620

On voit bien, dans ce tableau qu'il y a une différence entre les résultats obtenus par le programme de calcul utilisé et ceux obtenus par Tiliouine et Moussaoui [61], cette différence peut être justifiée par le nombre d'éléments utilisés, car Moussaoui a utilisé plus d'éléments, sachant que la convergence est proportionnelle au nombre d'éléments utilisés.

6.4. Etude paramétrique :

Après avoir confronté le programme de calcul utilisé, avec les résultats d'autres auteurs, on passe maintenant à l'étude paramétrique dans laquelle, on va voir l'influence des dimensions géométriques ainsi que la forme géométrique de la fondation sur les valeurs du déplacement en crête du barrage de Oued Fodda, et ça pour les deux formulations considérées.

6.4.1. Effet de la largeur B de la fondation sur les valeurs du déplacement en crête du barrage de Oued Fodda :

Pour l'étude de l'influence de la largeur B de la fondation sur les valeurs du déplacement en crête du barrage de Oued Fodda, on fixe la profondeur de la fondation à

$Z = 2H_b$, et on fait varier la largeur B de $2H_b$ jusqu'à $20H_b$, pour les valeurs du rapport $E_f/E_b = 1/4, 1/2, 1, 2, 4$ avec E_f le module de Young du sol. Et on prend le module de Poisson $\nu_f = 0.3$ et $\rho_f = \rho_b = 2400 \text{ Kg/m}^3$, pour le sol. Un modèle d'éléments finis est réalisé avec des éléments quadrilatéraux à quatre nœuds, isoparamétriques (Q4).

L'histoire de la réponse en déplacement, a la crête du barrage en fonction du temps pour les rapports $B/H_b = 4$ et 12 et du $E_f/E_b = 1/4$ et 4 , est représentée sur les figures suivantes, pour les deux cas de formulation, avec fondation massive et avec fondation sans masse, pour l'accélération d'El Asnam :

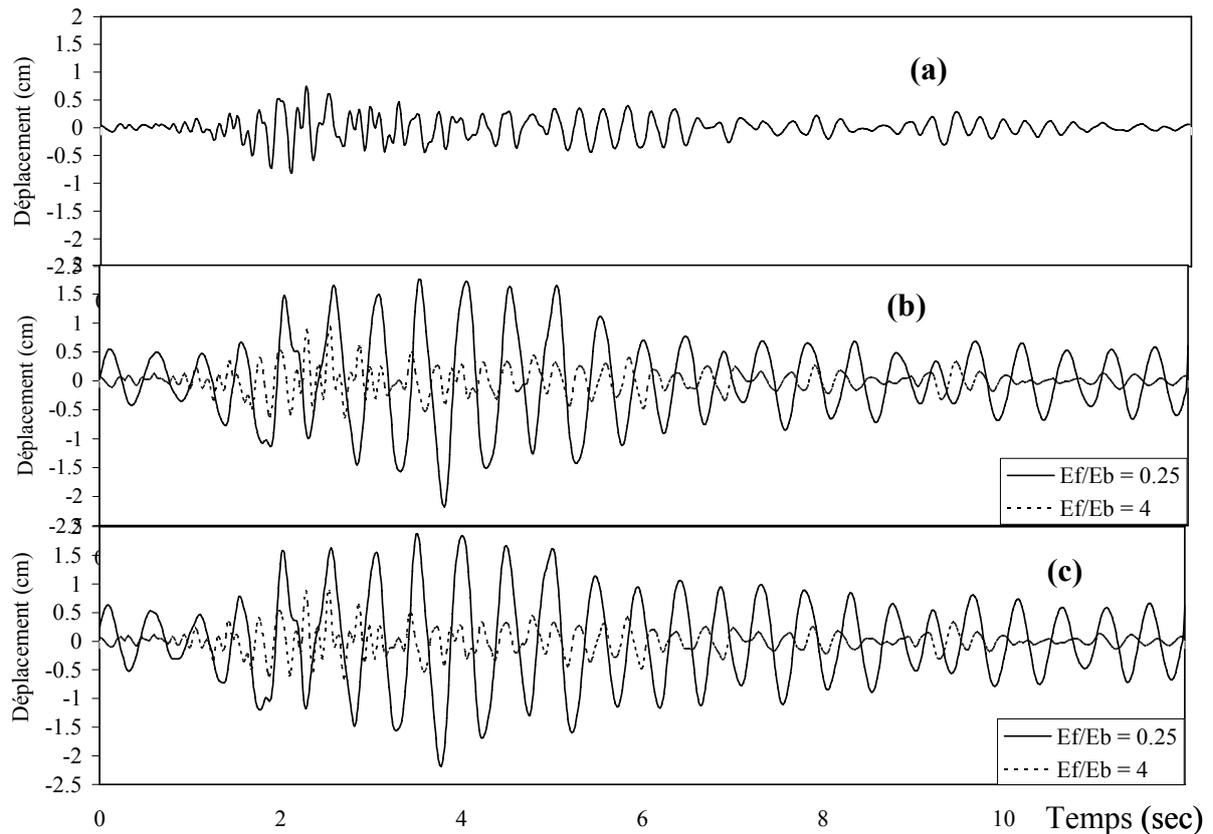
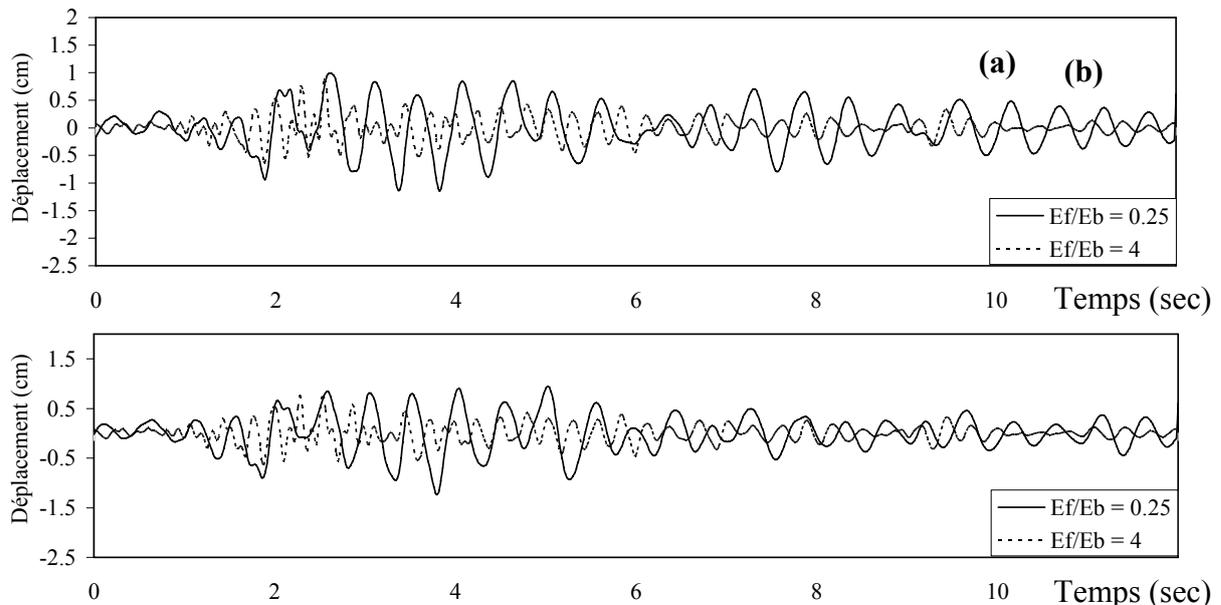


Figure 6.2. Déplacements (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du temps
fondation sans masse

(a)- Barrage encastré

(b)- $B=12H_b$

(c)- $B=4H_b$



**Figure 6.3. Déplacements (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du temps
fondation massive**

(a)- $B=12H_b$

(b)- $B=4H_b$

Tout en se basant sur ces figure, on peut conclure que :

- Les déplacements obtenus, en tenant compte de l'interaction sol-structure sont plus grands que ceux du barrage encastré.
- Les déplacements en crête du barrage de Oued Fodda augmentent avec la diminution du rapport E_f/E_b .
- Les déplacements obtenus par la formulation avec fondation massive, sont plus grands que ceux obtenus avec la formulation avec fondation sans masse.

Pour mieux illustrer l'effet de la largeur sur les valeurs des déplacements en crête, on va donner la variation du rapport entre les déplacements relatifs maximaux en tenant compte de l'interaction sol-structure et celui de barrage encastré, en fonction des rapports E_f/E_b et B/H_b , pour les deux formulations et les deux excitations sismiques :

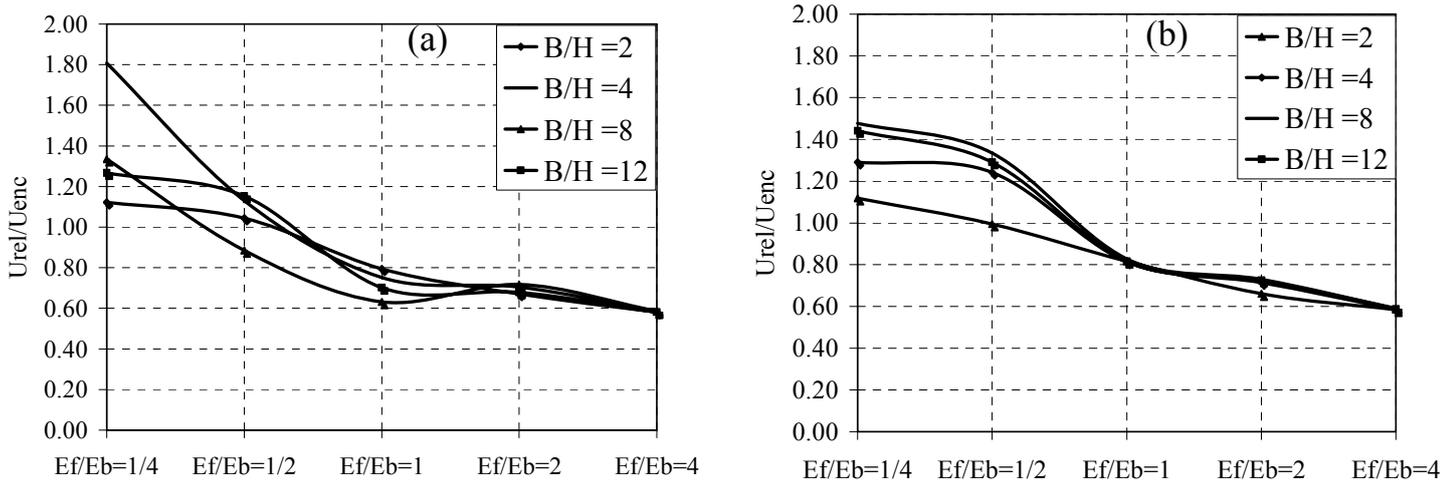


Figure 6.4. Déplacements relatifs maximaux (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du rapport E_f/E_b et B/H_b . Accélération de Loma Préita.
(a)- Fondation massive **(b)- Fondation sans masse**

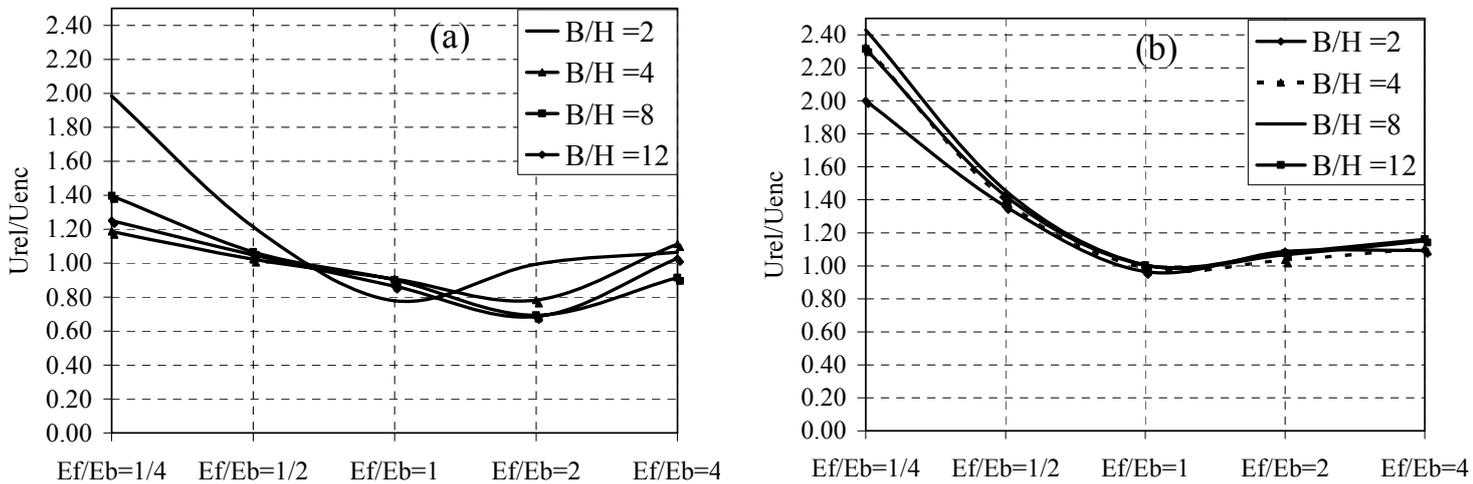


Figure 6.5. Déplacements relatifs maximum (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du rapport E_f/E_b et B/H_b . Accélération de El ASnam.
(a)- Fondation massive **(b)- Fondation sans masse**

Tout en se basant sur ces figures, on peut conclure que

- Le rapport entre les déplacements relatifs maximaux avec interaction et encastéré diminue avec l'augmentation du rapport E_f/E_b , et tend vers un pour E_f/E_b tendent vers l'infini ($E_f/E_b = 100$).
- Le rapport augmente avec l'augmentation de la largeur de la fondation, dans le cas de la formulation avec fondation sans masse.
- Par contre dans le cas de la formulation avec fondation massive, les déplacements relatifs maximaux, ne sont pas forcément obtenus pour une largeur importante de la fondation.

- L'utilisation d'une excitation sismique forte a l'effet d'augmenter les déplacements relatifs maximaux par rapport à une excitation faible.

6.4.2. Effet de la profondeur Z de la fondation sur les valeurs du déplacement maximal en crête du barrage de Oued Fodda :

Pour l'étude de l'influence de la profondeur Z de la fondation sur les valeurs des déplacements relatifs maximaux en crête du barrage de Oued Fodda, on fixe la largeur B de la fondation à $B = 12H_b$, et on fait varier la profondeur Z de $2H_b$ jusqu'à $20H_b$.

Les valeurs du rapport entre les déplacements relatifs maximaux avec interaction et ceux sans interaction, en crête, en fonction du rapport Z/H_b et du E_f/E_b , sont représentées sur les figures suivantes :

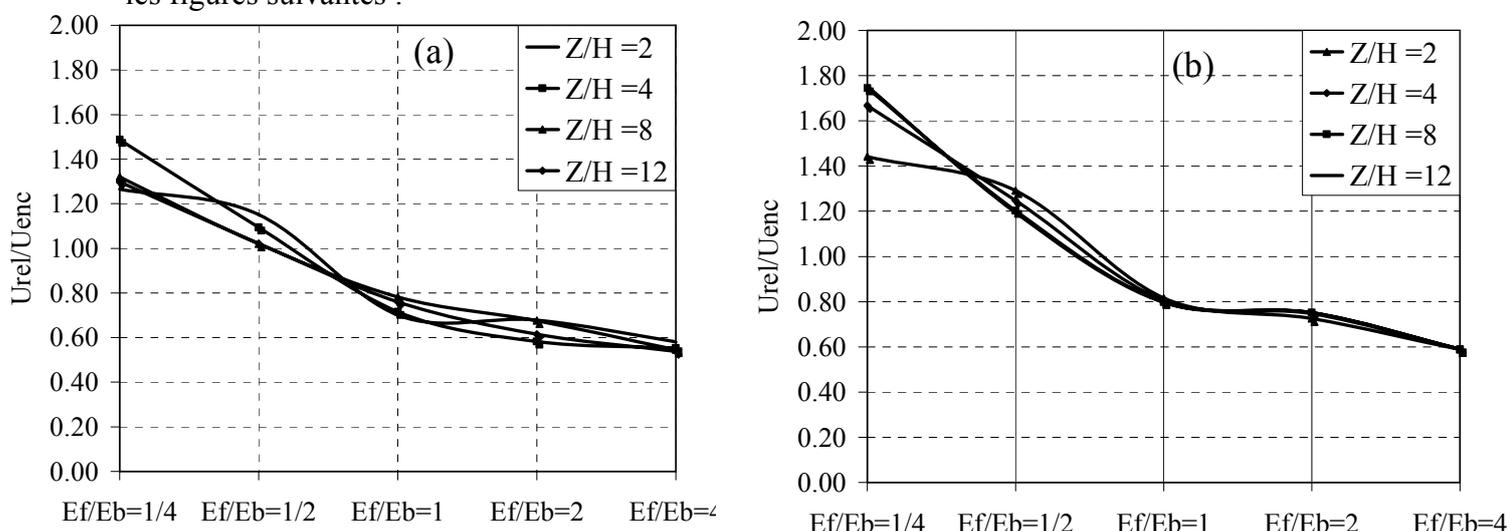


Figure 6.6. Déplacements relatifs (cm) maximaux en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du rapport E_f/E_b et Z/H_b . Accélération de Loma Préita.
 (a)- Fondation massive (b)- Fondation sans masse

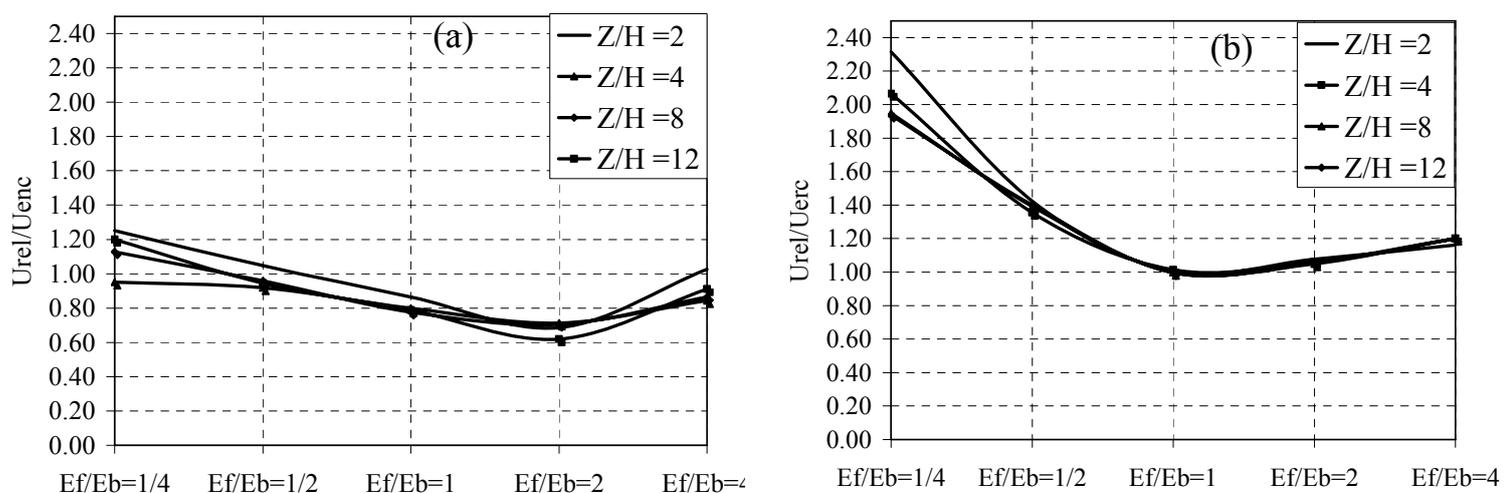


Figure 6.7. Déplacements relatifs maximaux (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du rapport E_f/E_b et Z/H_b . Accélération de El Asnam.
 (a)- Fondation massive (b)- Fondation sans masse

Tout en se basant sur ces figures, on peut conclure que

- Le rapport entre le déplacement relatif avec interaction et encastré diminue avec l'augmentation du rapport E_f/E_b , et tend vers un pour E_f/E_b tendent vers l'infini ($E_f/E_b = 100$).
- Les déplacements maximaux relatifs augmentent avec l'augmentation de la profondeur de la fondation, dans le cas de la formulation avec fondation sans masse.
- Par contre dans le cas de la formulation avec fondation massive, les déplacements maximaux, ne sont pas forcément obtenus pour des profondeurs importantes de la fondation.
- L'utilisation d'une excitation sismique forte a l'effet d'augmenter les déplacements relatifs maximaux par rapport à une excitation faible.

6.5. Effet de l'interaction sol-structure sur les accélérations en crête du barrage :

Pour montrer l'effet de l'interaction sol-structure, sur les accélérations a la crête du barrage de Oued Fodda, on fait varier les rapports E_f/E_b , et B/H_b , pour les deux formulations avec fondation massive et avec fondation sans masse. Les résultats obtenus pour les différents cas sont représentés sur les figures suivantes :

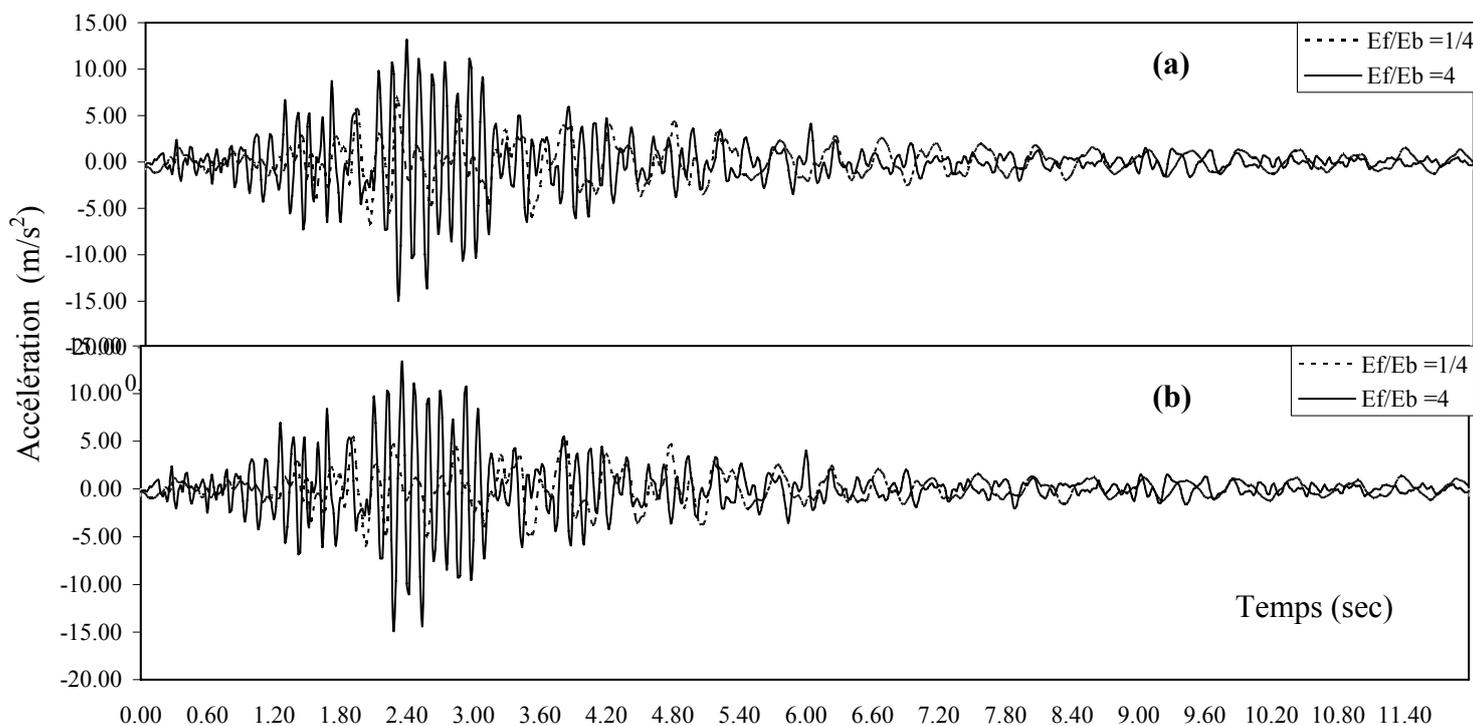


Figure 6.8. Accélérations (m/s^2) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation sans masse

(a)- $B=4H_b$

(b)- $B=8H_b$

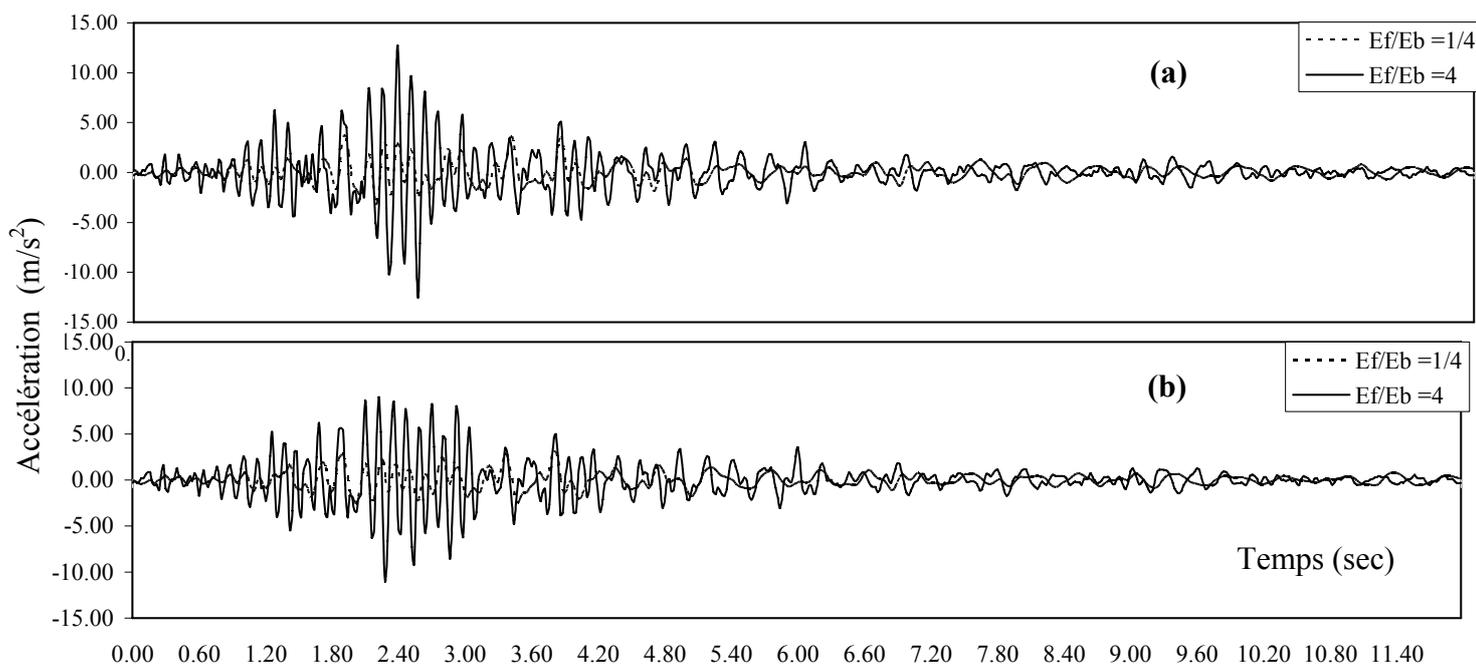


Figure 6.9. Accélérations en crête (m/s^2) du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation massive

(a)- $B=4H_b$

(b)- $B=8H_b$

Les figures précédentes, nous montrent que les accélérations diminuent avec la prise en compte de l'interaction sol-structure. La formulation avec fondation sans masse surestime les valeurs de l'accélération par rapport à la formulation avec fondation massive.

6.6. Effet de l'interaction sol-structure sur les contraintes à la base du barrage :

Pour voir l'effet de l'interaction sol-structure, sur les contraintes à la base du barrage de Oued Fodda, on propose de faire varier les rapports E_f/E_b , et B/H_b , pour les deux formulations avec fondation massive et avec fondation sans masse. Les résultats obtenus pour la contrainte normale σ_{xx} , sont représentés sur les figures qui vont suivre, par contre ceux obtenus pour les contraintes σ_{yy} et τ_{xy} , seront représenté en annexe C :

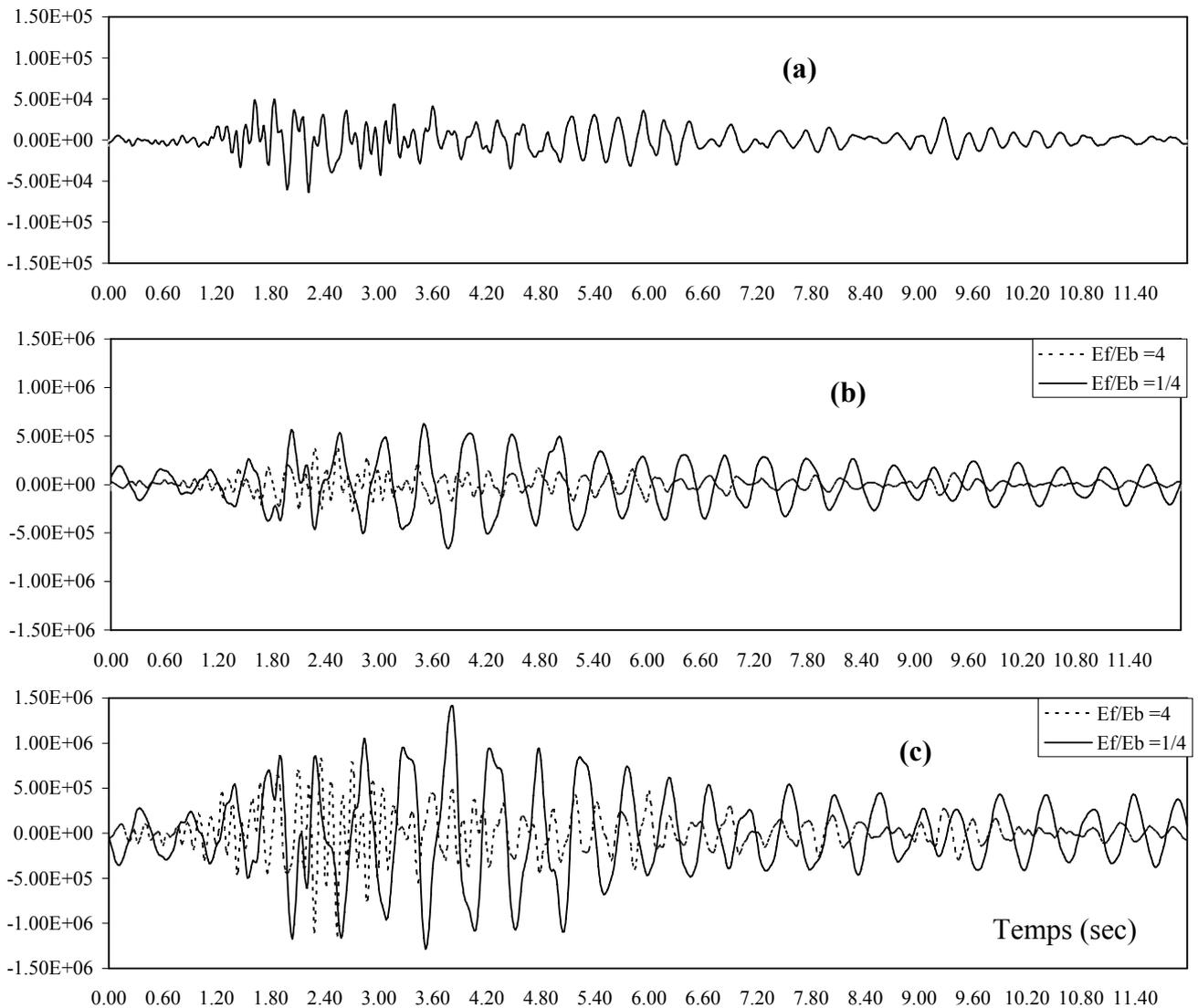


Figure 6.10. σ_{xx} (Pa) à la base du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation sans masse
(a)- Barrage encasturé (b)- $B=4H_b$ (c)- $B=8H_b$

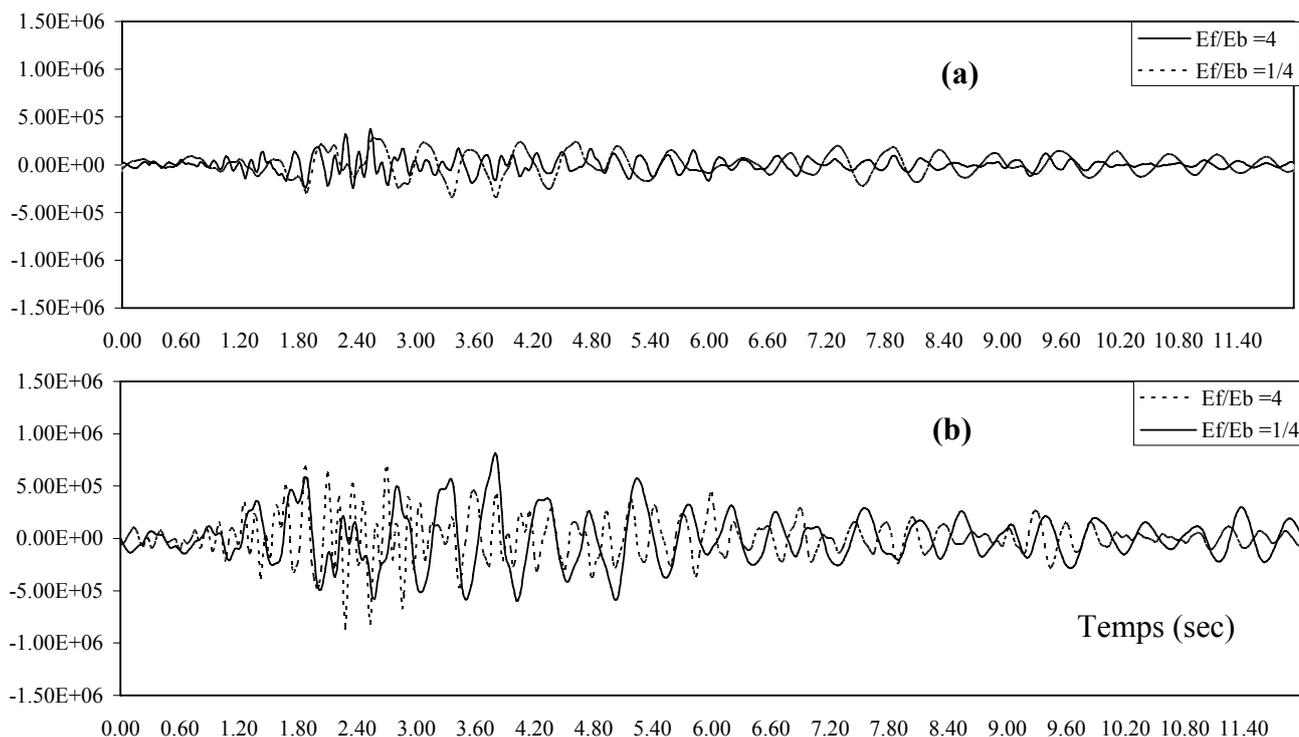


Figure 6.11. σ_{xx} (Pa) à la base du barrage du barrage de Oued Fodda en fonction du temps fondation massive

(a)- $B=4H_b$

(b)- $B=8H_b$

Tout en se basant sur ces figures, on peut conclure que

- La prise en compte de l'interaction sol-structure, a comme effet d'augmenter les contraintes.
- Les valeurs de la contrainte obtenues par la formulation avec fondation massive, sont plus petites que celles obtenues avec la formulation avec fondation sans masse.
- Les valeurs des contraintes, augmentent avec la diminution du rapport E_f/E_b .
- Les dimensions de la fondation à prendre en compte jouent un rôle important sur les valeurs e la contrainte normale σ_{xx} .

6.7. Effet du taux d'amortissement sur les déplacements tout en tenant compte de l'interaction sol structure :

Pour voir l'effet du taux d'amortissement sur les déplacements maximaux en crête du barrage de Oued Fodda, on fixe les dimensions de la fondation et on fait varier le taux d'amortissement. On prend $B = 4H_b$ et $Z = 2H_b$. Les résultats obtenus pour les deux formulations, sont représentés sur la figure qui suit :

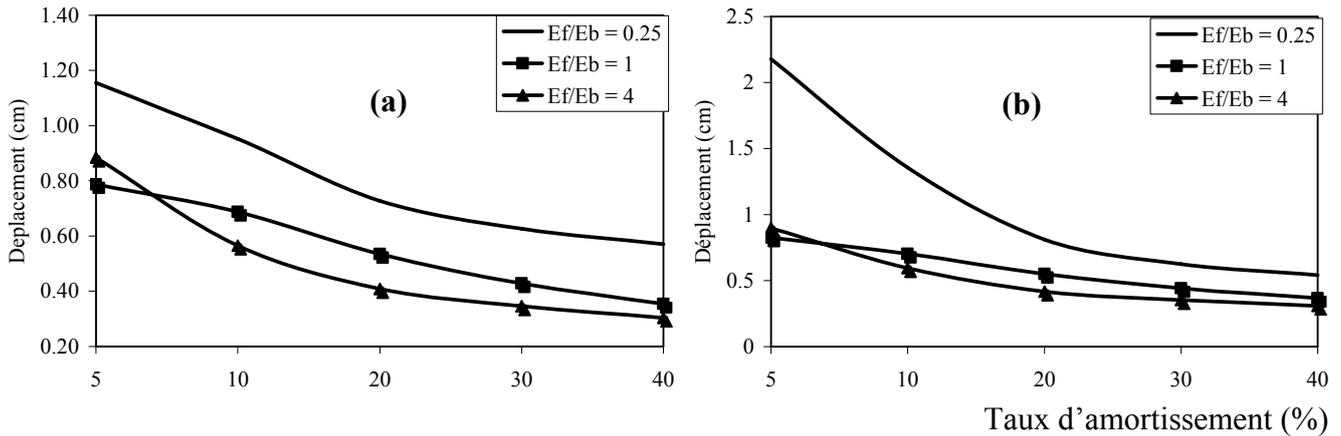


Figure 6.12. Les déplacements maximaux (cm) en crête du barrage de Oued Fodda en fonction du taux amortissement
(a)- Fondation massive **(b)- Fondation sans masse**

Tout en se basant sur ces figures, on peut conclure que l'augmentation du taux d'amortissement, a l'effet de diminuer les déplacements maximaux en crête du barrage de Oued Fodda.

6.8. Conclusion :

L'étude sous séisme, nous permis de conclure que la prise en compte de l'interaction sol-structure, a effet d'augmenter les déplacements, ainsi que les contraintes, et de diminuer les accélérations.

L'augmentation du rapport E_f/E_b , engendre la diminution des déplacements et des contraintes, et l'augmentation des accélérations. L'augmentation du taux d'amortissement conduit à la diminution des déplacements.

Les dimensions de la fondation à prendre en compte pour tenir compte de l'interaction sol-structure joue un rôle important sur les résultats à obtenir.

La formulation avec fondation massive donne des résultats inférieurs à ceux obtenus par la formulation avec fondation sans masse.

Chapitre 7

Conclusion générale :

Dans ce présent travail, nous avons fait une investigation des effets de l'interaction sol-structure, sur le comportement dynamique d'un barrage poids en béton ancré dans un massif de sol, avec un modèle d'éléments finis. Ce modèle, implique la discrétisation en éléments finis du système sol-structure, tout en faisant varier la position de la frontière de troncature. La discrétisation en éléments finis est faite selon deux formulations, celle avec fondation massive et celle avec fondation sans masse. A cet effet un programme de calcul a été utilisé.

L'étude des vibrations libres tout en se basant sur la méthode de superposition modale, montre que :

- ✓ L'étude du barrage encastré en raffinant le maillage, conduit à la convergence des valeurs de la période.
- ✓ La prise en compte de l'effet hydrodynamique, en terme de masse ajoutée de Westergaard, conduit à l'augmentation des valeurs de la période fondamentale, pour les deux formulations.
- ✓ La prise en compte de l'interaction sol structure conduit à une augmentation des valeurs de la période fondamentale, pour les deux formulations.
- ✓ L'augmentation du rapport E_f/E_b , conduit à une diminution des valeurs de la période fondamentale, et converge vers celle d'un barrage encastré.
- ✓ Les dimensions de la fondation à prendre en compte, n'ont pas d'effet, à partir d'une largeur égale à huit fois la hauteur du barrage, sur les valeurs de la période fondamentale dans le cas de la formulation sans masse. Cependant, elles influent sur les périodes dans le cas de la formulation avec fondation massive.
- ✓ Les valeurs obtenues par la formulation avec fondation massive, sont plus grandes que celles obtenues avec la formulation avec fondation sans masse.

L'étude de l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique du barrage, en terme de déplacements, accélérations et contraintes, nous a conduit à faire les conclusions suivantes :

- ✓ La prise en compte de l'effet d'interaction sol-structure, conduit à l'augmentation des valeurs des déplacements et des contraintes, pour les deux cas de formulations.
- ✓ L'augmentation du rapport E_f/E_b , conduit à une diminution des valeurs des déplacements qui convergent vers celles du barrage encasté, pour les deux cas de formulations.
- ✓ L'augmentation du rapport E_f/E_b , conduit à une diminution des valeurs des contraintes a la base du barrage et à l'augmentation des accélérations en crête du barrage.
- ✓ Les résultats obtenus par la formulation avec fondation massive, sont plus petits que ceux obtenus avec la formulation avec fondation sans masse.
- ✓ Les dimensions de la fondation à prendre en compte jouent un rôle important sur la réponse dynamique du barrage.
- ✓ L'augmentation du taux d'amortissement, conduit à une diminution des valeurs des déplacements maximaux en crête du barrage.
- ✓ Dans le cas d'un rapport E_f/E_b , assez grand l'effet de l'interaction sol-structure est négligeable.
- ✓ La prise en compte de l'effet hydrodynamique, conduit à l'augmentation des valeurs du déplacement en crête du barrage.

En perspective, on envisage de prendre en compte le phénomène de non-linéarité que ce soit pour le sol ou pour le barrage, et surtout la prise en compte de la pression interstitielle dans le sol. En outre l'étude paramétrique, peut être étendue pour tenir compte de l'effet de la variabilité spatiale de l'excitation sismique, ainsi que le traitement de la limite de troncature avec soit des éléments absorbant soit des éléments infinis, ainsi que l'effet du site.

Références

- [1]. Alain Pecker “Dynamique des interaction”. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Département de Génie Civil et de Construction 2003.
- [2]. Amir M. Halabian, M. Hesham El Naggar “Effect of non linear soil structure interaction on seismic response of tall slender structures”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 (2002) 639–658.
- [3]. André Fortin and André Garon “Les éléments finis de la théorie à la pratique”. Ecole Polytechnique de Montréal 1997, 98, 99,2000.
- [4]. Bathe, K.J. “Finite element procedure”. Prentice Hall Upper Saddle River, New Jersey 1996.
- [5]. Alembay Bayraktar, Ebru Hancer Mehmer Akkose “Influence of based rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam reservoir foundation systems”. Karadeniz Technical University. Trabzan. Turkey 2005.
- [6]. Maurice Bouvard “Barrages mobiles et ouvrages de dérivation”. Collection de la direction des études et de recherche d’électricité en France Edition 1984.
- [7]. C.C. Spyrakos, Chaojin Xu “Seismic soil structure interaction of massive flexible strip foundations embedded in layered soils by hybrid BEM FEM”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 (2003) 383–389.
- [8]. Chaojin Xu, C.C. Spyrakos. “Seismic analysis of lock soil fluid systems by hybrid BEM FEM”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 21 (2001) 259-271
- [9]. Chopra, A.K. & Gupta, S. “Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake response of concrete gravity dams”, *J. Structural Division, ASCE*, 107, ST8, August 1981.
- [10]. Christian Soize “Dynamique des structures” Université de Marne La Vallée.
- [11]. Christopher Bode, Reinhold Hirschauer, Stavros A. Savidis “Soil structure interaction in the time domain using halfspace Green’s functions” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 (2002) 283-295.
- [12]. C. Obrebski, D. Clouteau, N. Greffet “Algorithme "Temps-Fréquence" pour la dynamique non linéaire en interaction sol-structure” LMSSMat, CNRS UMR 8579, Ecole Centrale Paris. 2005.
- [13]. A. J. Davies “The finite element method”. Calarendon Press. Oxford, UK, 1980.
- [14]. D. Clouteau D. Andry “Coupling finite and semi infinite domains with applications to soil structure interaction”. *Int. Conf. on Computational Methods for Coupled Problems in Science and Engineering Barcelona*, 2005.
- [15]. Patrick Le Delliou “Les barrages : conception et maintenance”. ENTPE collection Edition 2003.
- [16]. Dhatt, G. & Touzot, G. “Une présentation de la méthode des éléments finis”, 2^{ème} édition. Maloine S.A. Editeur, 1984.

- [17]. Didier Clouteau, Eric Savin and Denis Aubry “Stochastic Simulations in Dynamic Soil Structure Interaction” *Mechanics* 36: 379–399, 2001.
- [18]. D. Kull et G. Meschke “Finite element method in linear structural mechanics”. Ruhr University Bochum. Edition 2003.
- [19]. D.L. Karabalisa, C.-F.D. Huang “Vibrations of square and circular foundations with concentric openings on elastic half space”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (2005)951–965.
- [20]. Doo Kie Kim “Time domain earthquake response analysis method for 2 D soil structure interaction systems”. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 15, No. 6 (2003) 717-733
- [21]. D. W. Wilson “Soil pile superstructure interaction in liquefying sand and soft clay”. Department of civil and environmental engineering college of engineering university of california at davis september 1998.
- [22]. E. A. Malsch and L. Lehmann “Soil structure interaction”. Translated 6th. March 2001.
- [23]. E.B.Becker, G.F. Carey and J.Toden “Finite element III”. Computational Aspect. Prentice Hall Englewood. Chiffs.H.5. 1980
- [24]. E. Çelebi, S. Firat, I. Çankaya “The evaluation of impedance functions in the analysis of foundations vibrations using boundary element method”. *Applied Mathematics and Computation* 2005.
- [25]. Edward .L. Wilson “Three dimensional static and dynamic analysis of structure”. Computers and Structures. Inc. Berkeley, California USA 2002.
- [26]. Éric Savin “Influence de la variabilité spatiale en interaction sismique sol structure”. Thèse Doctorat Soutenu 24 Novembre 1999. Ecole centrale de Paris. Laboratoire de Mécanique sol, structure et matériaux.
- [27]. Ertugrul Taciroglu , Assoc. Member, ASCE, ChangSoon Rha, Jonathan P. Stewart, Member, ASCE, John W. Wallace4, Member, ASCE. “Robust numerical models for cyclic response of columns embedded in soil”. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference July 16-18, 2003, University of Washington, Seattle.
- [28]. F. Guan et I.D. Moore “New techniques for modelling reservoir dam and foundation dam interaction” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 16 (1997) 285-293.
- [29]. Filiatrault A. “Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures”. Edition de l’Ecole polytechnique de Montréal 1996.
- [30]. Glanco. Feltrin “Absorbing boundaries for the time domain analysis of dam reservoir foundation systems“. Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology Zurich 1997.
- [31]. Hjelmstad, K.D “Fundamentals of structural mechanics”. Prentice Hall Saddle River 1997.
- [32]. H.J. Ma, S.T. Quek, K.K. Ang “Soil structure interaction effect from blast-induced horizontal and vertical ground vibration”. *Engineering Structures* 26 (2004) 1661–1675.
- [33]. H.M.Westergard “Water pressure on dams during earthquake”. *Transaction ASCE* 98 418-472-1933

- [34]. H. Shakib, A. Fuladgar “Dynamic soil–structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 (2004) 379–388
- [35]. Hung Leung Wong. “Dynamique soil structure interaction”, Thèse Doctorat. California Institute of Technology EERL 75-01 Pasadena California 1975.
- [36]. Izuru Takewaki “Bound of earthquake input energy to soil structure interaction systems”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (2005) 741–752.
- [37]. Izuru Takewaki, Noriko Takeda, Koji Uetani “Fast practical evaluation of soil structure interaction of embedded structures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 (2003) 195–202.
- [38]. Javier Avilésa and Luis E. Pérez Rocha “Design Concepts for Yielding Structures on Flexible Foundation” *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil Structure Interaction*, March 29-30, 2004, Menlo Park, California, USA.
- [39]. Jean Claude Charmet “Mécanique du solide et des matériaux élasticité” ESPCI Laboratoire d’Hydrodynamique et Mécanique Physique 2002.
- [40]. Jean Garrigues “La méthode des éléments finis” Janvier 2002
- [41]. Jean Garrigues “Mécanique des milieu continus” Mars 2002
- [42]. Jean Garrigues “Statique des solides élastique en petites déformations” Novembre 2001.
- [43]. J.L. Wegner, M.M. Yao , X. Zhang “ Dynamic wave soil structure interaction analysis in the time domain” *Computers and Structures* 83 (2005) 2206–2214.
- [44]. John S. Horvath “Soil Structure Interaction Research Project”. Manhattan College School of Engineering Bronx, New York, U.S.A. August 2002.
- [45]. Jonathan P. Stewart and Gregory. Fenves “System identification for evaluating soil structure interaction effects in buildings from strong motion recordings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27, 869-885 1998.
- [46]. K.W. Clough, J.Penzien “Dynamique des structures Principe fondamentaux” Edition Pluralis 1975.
- [47]. Maria I. Todorovska, Addul Hayir, and Mihailo D.Trifunac “Flexible versus rigid foundation models of soil structure interaction incident SH waves”. *Proc. 2nd US Japan Workshop on soil structure interaction*, March 6-8 2001, Tsukuba City.
- [48]. Maria I. Todorovska and Mihailo D.Trifunac “Radiation damping during Two Dimensional IN-Plane Building soil interaction”. University of Southern California. Report No. CE 91-01 1991.
- [49]. Marco Adolph Euclides Mesquita ASCE Member Edivaldo Romanini “Transient response of rigid foundations resting on viscoélastic layer”. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference July 16-18, 2003, University of Washington, Seattle.
- [50]. Masanobu Tohdo “Study on the Dynamic Characteristics of an Actual Large Size Wall Foundation by Experiments and Analyses”. *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil Structure Interaction*, March 29-30, 2004, Menlo Park, California, USA.

- [51]. Martha Suárez, Javier Avilés, Francisco J. Sánchez Sesma “Response of L-shaped rigid foundations embedded in a uniform half-space to traveling seismic waves Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22 (2002) 625–637
- [52]. M. Hesham El Naggar “Seismic Response of Structures with Underground Storeys”. Department of Civil & Environmental Engineering the University of Western Ontario January 2003.
- [53]. Mustafa KUTANİS, Muzffer ELMAS “Non Linear Seismic Soil Structure Interaction Analysis Based on the Substructure Method in the Time Domain”. Turk J Engin Environ Sci 25 (2001), 617-626.
- [54]. M.Yazdchi, N.Khalili, S.Valliappan “Dynamic Soil structure interaction analysis via coupled finite element boundary element method” Soil Dynamics and Earthquake Engineering 18 (1999) 499-517.
- [55]. Patrick Le Tallec “Introduction a la dynamique des structures”. Ecole Polytechnique de Paris 2006.
- [56]. Projet national BaCaRa 1988-1995 “Le béton compacté au rouleau, les barrages en BCR”. Presse de l’Ecole nationale des Ponts et Chaussées Edition 1996.
- [57]. R. J. Jardine, D. M. Potts, A. B. Fourie and J. B. Burland “Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction”. 1986. Géotechnique 36, No. 3, 377-396.
- [58]. R. Livaoğlu, A. Doğançün “Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid structure soil interaction”. Journal of Fluids and Structures 22 (2006) 421–439
- [59]. Robert L. Taylor “A Finite Element Analysis Program”. Department of Civil and Environmental Engineering University of California at Berkeley Berkeley, California 94720-1710. November 2003.
- [60]. Shni-Chu Yang and Chung-Bang Yun. “Axisymmetric infinite element for soil structure interaction analysis”. Department of Civil Engineering, Korea advanced Institute of science and Technologies, Taejen, Korea. May 1991.
- [61]. S.E.Moussaoui, B.Tiliouine “Etude de l’effet de l’interaction dynamique sur le comportement sismique du barrage de Oued Fodda”. Colloque international 11-12 Octobre 2003. Alger. Algeria.
- [62]. Si-Hwan Park, Associate Member ASCE and Nicolas Antin “A space time discontinuous galerkin method for seismic soil structure interaction analysis”. 16th ASCE Engineering Mechanics conference. University of Washington Seattle.
- [63]. Siyuan Shen Majid T. Manzari, Associate Member ASCE and James D. Lee “Optimal control of framed structures including seismic soil structure interaction effects”. 15th ASCE Engineering Mechanics conference June 2-5 2002, Columbia University, New York, NY.
- [64]. S. Ray Chaudhuri, V.K. Gupta “Variability in seismic response of secondary systems due to uncertain soil properties”. Engineering Structures 24 (2002) 1601–1613.
- [65]. S. T. Mau “Fundamentals of Structural Analysis”. United States February 17, 2003.
- [66]. Terje Haukaas “Finite Element Reliability and Sensitivity Methods for Performance Based Engineering”. University of California, Berkeley fall 2003.

- [67]. Tiliouine, B. & Seghir, A. “Influence de l’interaction fluide–structure sur le comportement sismique du barrage de Oued–Fodda (Nord-Ouest Algérien)”, Actes du 1er Congrès Arabe de Mécanique, Damas, Syrie, 1-5 Juin, 1997.
- [68]. Vincent Wo-Sang Lee “Investigation of Three Dimensional Soil Structure interaction”. University of Southern California. Report No. CE 79-11 1979.
- [69]. Watts Jacqueline et Neville Burt “Les barrages”. International conference 10-13 September 1996 Cardiff, UK.
- [70]. Yusuf Calayir, Muhammet Karaton “A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam reservoir systems”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25 (2005) 857-869.
- [71]. Yves Debard “Méthode des éléments finis : élasticité plane”. Université du Maine Master Modélisation Numérique et Réalité Virtuelle. 24 Mars 2006.
- [72]. Zienkiewicz, O.C. & Taylor, R.L. “The finite element method. Solid and fluid mechanics, dynamics and non-linearity”, Volume 2 Mc. Graw Hill Book Company, 1991.

ANNEXE A. INTEGRATION NUMERIQUE

Abscisses et points d'intégration numérique de Gauss-Legendre

$$\int_{-1}^{+1} f(x) dx \cong \sum_{i=1}^n W_i f(a_i)$$

Nombre i	Abscisse $\pm a_i$	Poids W_i
Ordre n = 1		
1	0.000000000000000	2.000000000000000
Ordre n = 2		
1	0.5773502691896257	1.000000000000000
Ordre n = 3		
1	0.0000000000000000000	0.888888888888889
2	0.7745966692414833	0.555555555555556
Ordre n = 4		
1	0.3399810435848562	0.6521451548625461
2	0.8611363115940525	0.3478548451374538

ANNEXE B. METHODE DE SUPERPOSITION MODALE

La méthode de superposition modale, est une technique très utile pour déterminer la réponse dynamique d'un système linéaire à plusieurs degrés de libertés soumis à un chargement sismique quelconque. Contrairement à la méthode d'intégration directe où aucune transformation des équations en quelque autres formes n'est effectuée, dans la méthode de superposition modale les équations doivent être découplées, chacune de ces équations ainsi obtenue est intégrée explicitement ou numériquement. La solution recherchée, est une combinaison linéaire des solutions des équations découplées.

La stratégie de base de l'analyse modale consiste à introduire une transformation linéaire des variables, en utilisant la matrice modale $[\Phi]$. Cette transformation convertit des équations différentielles des coordonnées géométriques en un nouveau système de coordonnées normales ou principales.

$$\{U\} = [\Phi] \cdot \{y\} \equiv U = \Phi \cdot y \quad (\text{b.1})$$

Où :

U : vecteur de coordonnées géométrique des déplacements.

y : vecteur des coordonnées principales ou normales des déplacements.

Φ : la matrice modale qui permet de passer des coordonnées normales aux coordonnées géométriques.

Soit l'équation de mouvement sous forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = P(t) \quad (\text{b.2})$$

Remplaçant l'équation (b.1) dans l'équation (b.2) , on aura :

$$[M][\Phi]\{\ddot{y}\} + [C][\Phi]\{\dot{y}\} + [K][\Phi]\{y\} = P(t) \quad (\text{b.3})$$

Par la suite, on va multiplier l'équation (b.3), par la transformation d'un mode de vibration particulier Φ_i^T , on aura :

$$[\Phi]_i^T \cdot [M] \cdot [\Phi] \cdot \{\ddot{y}\} + [\Phi]_i^T \cdot [C] \cdot [\Phi] \cdot \{\dot{y}\} + [\Phi]_i^T \cdot [K] \cdot [\Phi] \cdot \{y\} = [\Phi]_i^T \cdot P(t) \quad (\text{b.4})$$

En utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes de vibration, pour $i \neq j$:

$$[\Phi]_i^T \cdot [M] \cdot [\Phi]_j = 0 \quad (\text{b.5})$$

$$[\Phi]_i^T \cdot [K] \cdot [\Phi]_j = 0 \quad (\text{b.6})$$

$$[\Phi]_i^T \cdot [C] \cdot [\Phi]_j = 0 \quad (\text{b.7})$$

Alors une seule relation en y_i de l'équation (b.4) demeure :

$$[M]_i \cdot \{\ddot{y}\}_i + [C]_i \cdot \{\dot{y}\}_i + [K]_i \cdot \{y\}_i = P(t) \quad (\text{b.8})$$

$[M]_i = [\Phi]_i^T \cdot [M] \cdot [\Phi]_i$: Matrice masse généralisée du mode i .

$[K]_i = [\Phi]_i^T \cdot [K] \cdot [\Phi]_i$: Coefficient de rigidité généralisée du mode i .

$[C]_i = [\Phi]_i^T \cdot [C] \cdot [\Phi]_i$: Coefficient de d'amortissement généralisée du mode i .

$P_i(t) = [\Phi]_i^T \cdot P(t)$: Force généralisée du mode i .

En divisant l'équation (b.8), par $[M]_i$, on obtient :

$$\{\ddot{y}\}_i + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \{\dot{y}\}_i + \omega_i^2 \cdot \{y\}_i = \frac{P_i(t)}{[M]_i} \quad (\text{b.9})$$

Avec :

$$\omega_i^2 = \frac{[K]_i}{[M]_i} \quad (\text{b.10})$$

$$\xi_i = \frac{[C]}{2 \cdot \omega_i \cdot [M]_i} \quad (\text{b.11})$$

Où :

ω_i : Pulsation (fréquence) propre du mode de vibration i .

ξ_i : Facteur d'amortissement du mode de vibration i .

La solution explicite de l'équation (b.9), s'obtient par l'intégration de Duhamel :

$$\{Y\}_i(t) = \frac{1}{[M]_i \cdot \omega_i} \cdot \int_0^t P(\tau) \cdot e^{-\omega_i \cdot \xi_i \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_{Di}(t-\tau)) \cdot d\tau \quad (\text{b.12})$$

Avec :

$$\omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (\text{b.13})$$

ω_{Di} : Pulsation des vibrations amortis du mode de vibration i .

Après avoir trouver la solution de chacune des coordonnées principales, on détermine la réponse de chaque degré de liberté, en utilisant la transformation de l'équation (b.1). La réponse géométrique d'un degré de liberté particulier, s'obtient par :

$$U_i(t) = \sum_{j=1}^n \Phi_j^i \cdot y_j \quad (\text{b.14})$$

Φ_j^i : Degré de liberté i du mode j .

ANNEXE C. PRESENTATION DE LA REPONSE SISMIQUE EN TERME DE CONTRAINTE

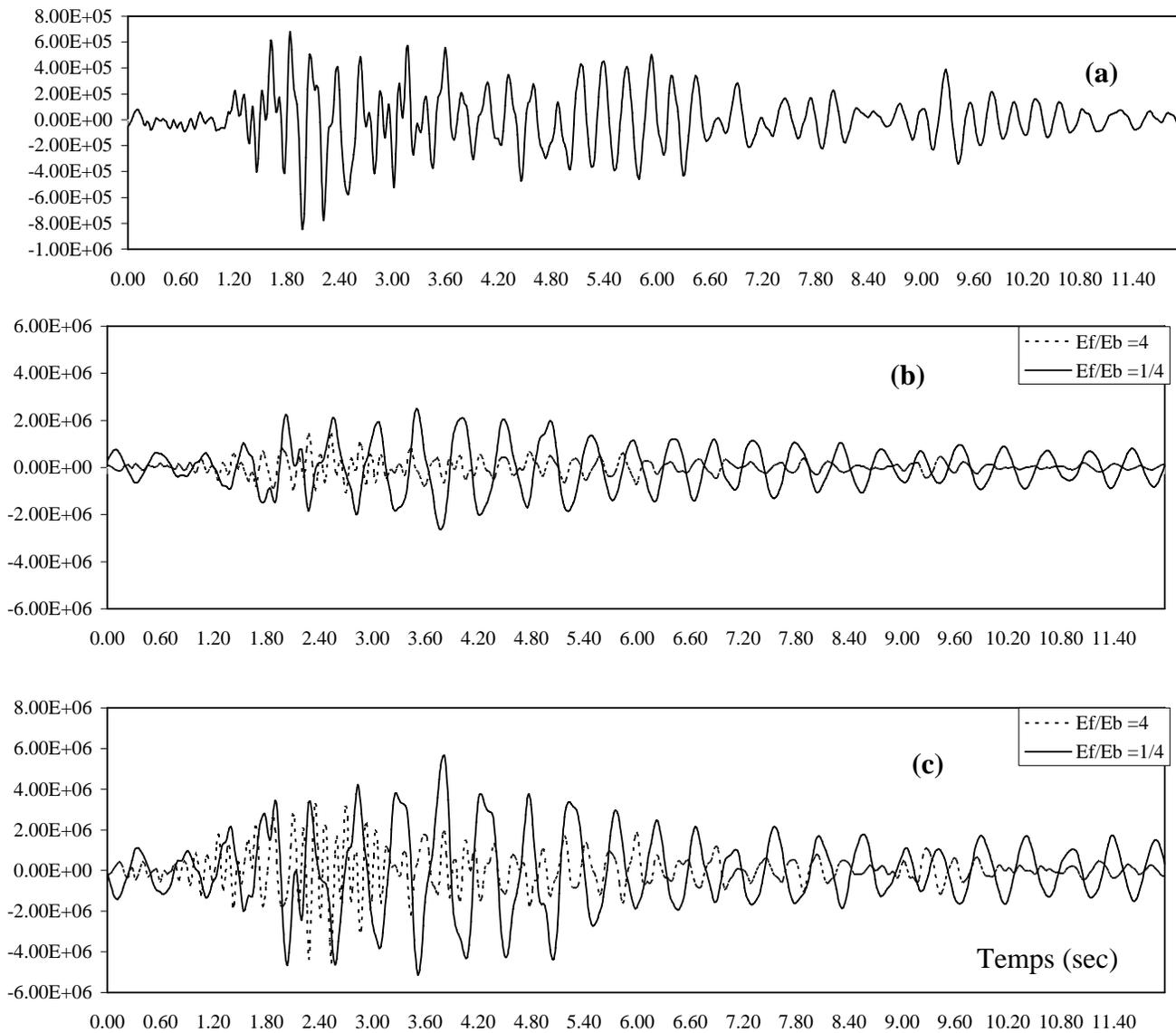


Figure c.1. σ_{yy} à la base du barrage de Oued Fodda (Pa) en fonction du temps fondation sans masse

(a)- Barrage encastré

(b)- $B=4H_b$

(c)- $B=8H_b$

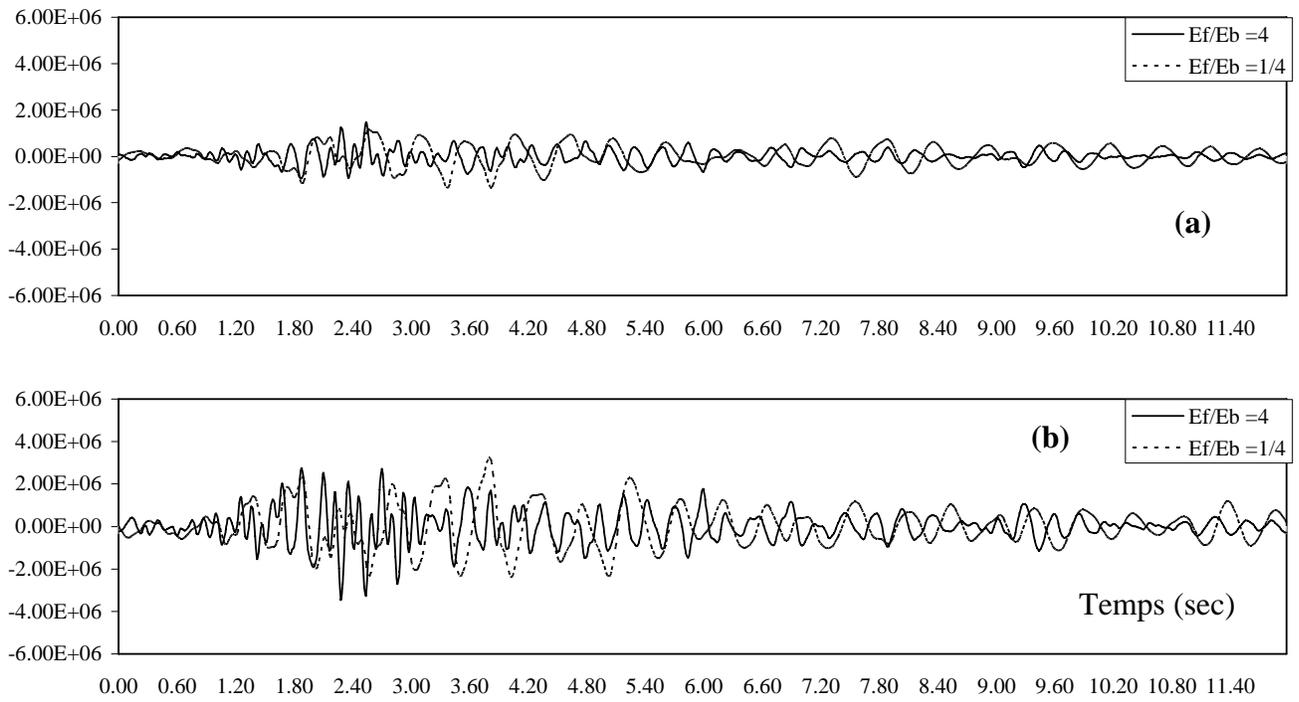


Figure c.2. σ_{yy} à la base du barrage de Oued Fodda (Pa) en fonction du temps fondation massive

(a)- $B=4H_b$

(b)- $B=8H_b$

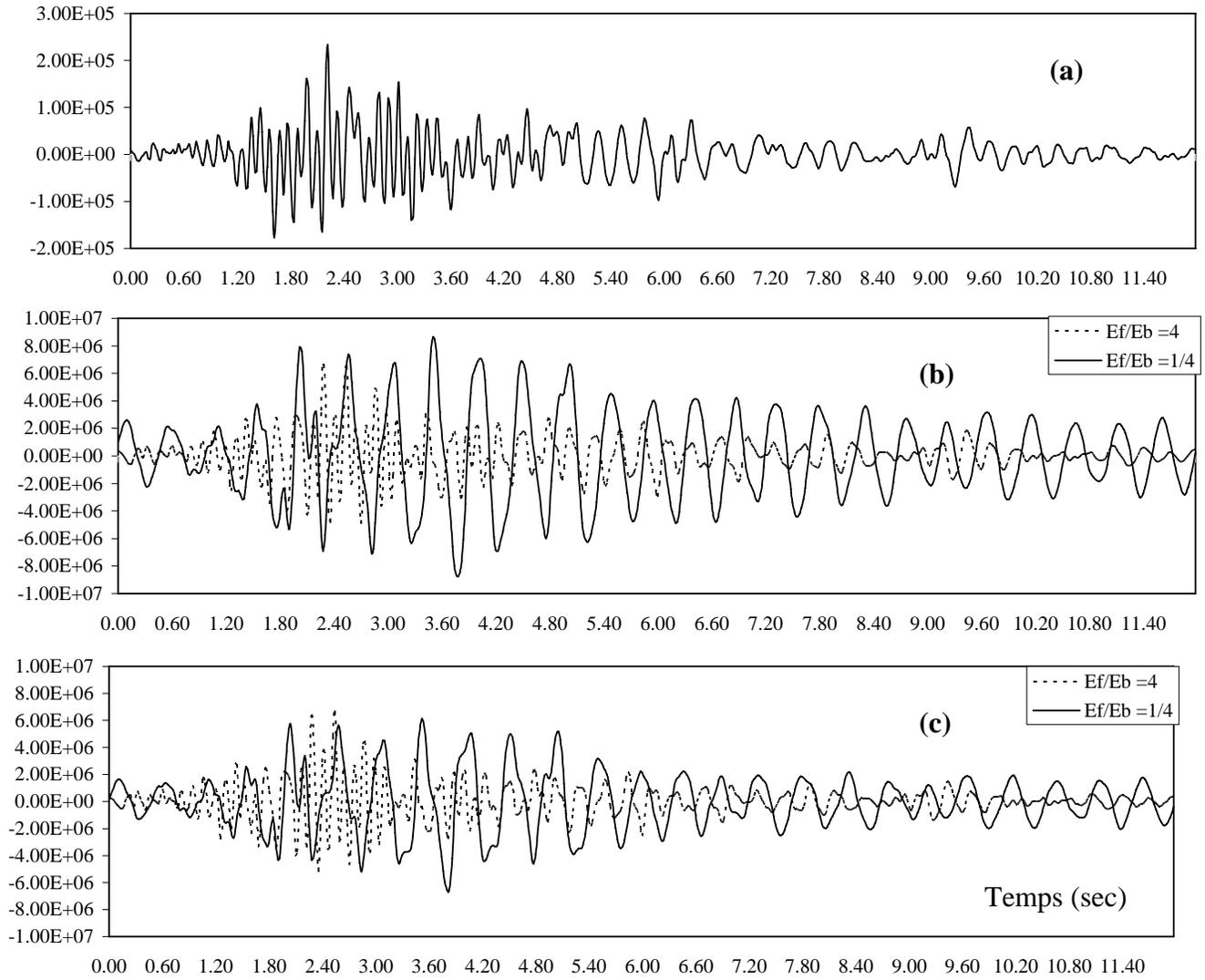


Figure c.3. τ_{xy} à la base du barrage de Oued Fodda (Pa) en fonction du temps fondation sans masse

(a)- Barrage encastéré

(b)- $B=4H_b$

(c)- $B=8H_b$

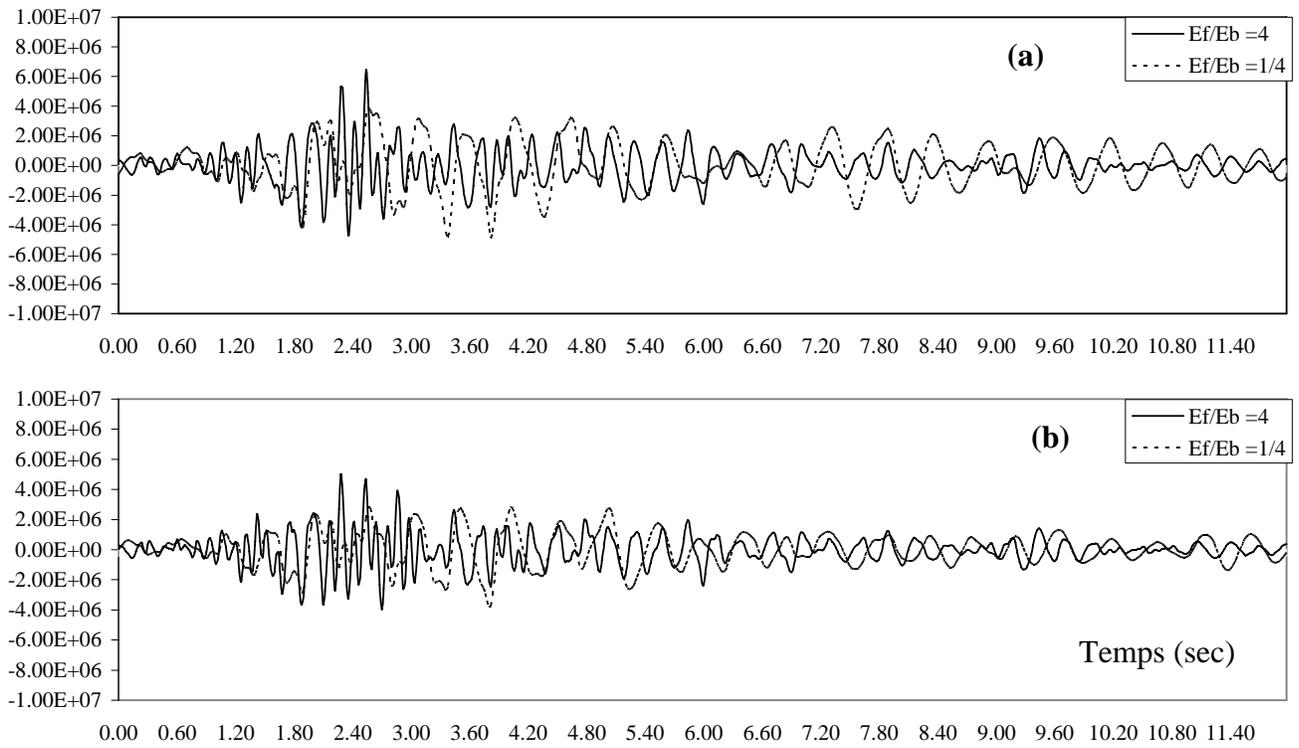


Figure c.4. τ_{xy} à la base du barrage de Oued Fodda (Pa) en fonction du temps fondation massive

(a)- $B=4H_b$

(b)- $B=8H_b$