

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

**UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL**



**FILIERE : GÉNIE CIVIL**  
**OPTION : STRUCTURE**

N° : .....

جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

**Mémoire présenté pour l'obtention**  
**Du diplôme de Master Académique**

**Intitulé**

**Contribution à l'analyse du comportement sismique**  
**d'un barrage en terre**

**Dirigé par :**

**Mr. Ouzandja Djamel**

**Présenté par :**

**Senadla abedraouf**

**Année universitaire : 2020 /2021**

# *Remerciements*

*On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer  
ce mémoire*

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et  
l'encadrement de*

*Mr. Ouzandja Djamel, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa  
patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.*

*Nos remercie s'adresse également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience  
dont ils ont su faire preuve malgré leur charges académiques et professionnelles.*

*Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenu de  
près ou de loin.*

# *Dédicaces*

*Je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail :*

*À l'être le plus cher de ma vie, ma mère*

*À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père*

*À mes chers frère et sœurs*

*Et tous les membres de ma famille*

*À tous mes amis de promotion de 2<sup>ème</sup> année master structure en génie civil*

*Toute personne qui occupe une place dans mon cœur*

*À tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science pour le bien et la prospérité de l'humanité.*

# *Liste des tableaux*

<b>Tableau I.1</b> : Instrumentsetmoyensdemesurepourlesbarragesenremblai .....	5
--	---

<b>Tableau VI.1</b> :Propriétés mécaniques du système barrage-fondation .....	5
<b>Tableau VI.2</b> :Les cinq premières fréquences naturelles du système barrage-fondation .....	5
<b>Tableau VI.3</b> :Valeurs de la rigidité pour des recharges amont et aval et de la fondation .....	5

# Liste des figures

## CHAPITRE I

<b>Figure I.1</b> : Barrage poids .....	3
<b>Figure I.2</b> : Barrage-voûte de Tignes–savoie, France- (photo B. Juillard); véritable arc cylindrique de 150 m de rayon et de 295,5 m de développement. ....	4
<b>Figure I.3</b> : Différents types de barrages à contreforts . ....	4
<b>Figure I.4</b> : Barrage en terre homogène . ....	4
<b>Figure I.5</b> : Barrage à masque amont. ....	4
<b>Figure I.6</b> : Barrage en remblais zonés.....	4
<b>Figure I.7</b> : granulométrie des matériaux utilisés dans la construction des barrages anoyau (noyau et recharges). ....	4
<b>Figure I.8</b> : granulométrie des matériaux utilisés dans la construction des barrages anoyau (drain, filtre, rip-rap, ) .....	4
<b>Figure I.9</b> : Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesure situés sur le parement .....	3
<b>Figure I.10</b> : Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique des barrages en remblai.....	3
<b>Figure I.11</b> : Représentation schématisée de la collecte des eaux de percolation et de la mesure des débits partiels et totaux.....	3

## CHAPITRE II

<b>Figure II.1</b> : Modèle d'interaction sol-structure. ....	4
<b>Figure II.2</b> : Représentation schématisée d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale.....	9
<b>Figure II.3</b> : Comportement plastique uniaxial .....	9
<b>Figure II.4</b> : Méthode de sous-structures : méthode de volume .....	9
<b>Figure II.5</b> : Méthode Hybride .....	9

## CHAPITRE III

<b>Figure III.1</b> : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).....	4
<b>Figure III.2</b> : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes .....	4
<b>Figure III.3</b> : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage. ....	4
<b>Figure III.4</b> : Modélisation géométrique d'un barrage-poids.....	4
<b>Figure III.5</b> : Géométrie du réservoir - notations des bords. ....	4
<b>Figure III.6</b> : Fluctuations de surface libre.....	4
<b>Figure III.7</b> : Conditions aux limites sur le fond. ....	4
<b>Figure III.8</b> : Présentation du système barrage-réservoir. ....	4
<b>Figure III.9</b> : Le système barrage-réservoir.....	4

## CHAPITRE VI

<b>Figure VI.1</b> : La géométrie du barrage .....	5
<b>Figure VI.2</b> : Modèle bidimensionnel d'éléments finis pour le système barrage-fondation .....	5
<b>Figure VI.3</b> : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003) .....	5
<b>Figure VI.4</b> : Contours nodaux de déplacement (m) dans la direction horizontale pour le barrage.....	5
<b>Figure VI.5</b> : Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage.....	5
<b>Figure VI.6</b> : Variation des déplacements verticaux à la crête du barrage .....	5
<b>Figure VI.7</b> : Variation des contraintes horizontales à la base du barrage .....	5
<b>Figure VI.8</b> : Variation des contraintes verticales à la base du barrage .....	5
<b>Figure VI.9</b> : Variation des contraintes de cisaillement à la base du barrage.....	5
<b>Figure VI.10</b> : Influence de la rigidité de la fondation sur la distribution du déplacement horizontal à la crête du barrage .....	5
<b>Figure VI.11</b> : Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution du déplacement horizontal à la crête du barrage	5

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1,2
------------------------------------	-----

## **CHAPITRE I: Généralités sur les barrages et leur surveillance**

I.1 INTRODUCTION :	3
I.2 HISTORIQUE :	3
I.3 QUELQUES EXEMPLES DE GRANDS BARRAGES DANS LE MONDE :	6
I.4 Différents types de barrages :	6
I.4.1 Barrages en béton :	7
I.4.1.1 Barrages poids :	8
I.4.1.2 Barrages-voûtes :	8
I.4.1.3 Barrages à contreforts :	9
I.4.2 Barrages en remblais :	10
I.4.2.1 Barrage en terre homogène :	11
I.4.2.2 Les barrages en terre à masque amont :	12
I.4.2.3 Barrages en enrochements :	13
I.4.2.4 Barrages en remblais zonés :	13
I.4.2.4.1 les différents parties de barrage en remblais zonés :	14
I.4.2.4.2 La granulométrie des matériaux utilisée dans la construction des barrages anoyau :	14
I.4.3 Suivi du comportement des barrages en remblai :	15
I.4.3.1 Déformations :	16
I.4.3.2 Pressions interstitielles et niveau piézométrique :	17
I.4.3.3 Débits de fuite et drainage :	17
I.4.4 Suivi du comportement des fondations :	17
I.4.4.1 Géologie des fondations :	18
I.4.4.1.1 Carte géologique :	18
I.4.4.1.2 Relevés géologiques :	18
I.4.4.1.3 Suivi géologique pendant et après la construction :	19
I.4.4.2 Fondation en terrain meuble :	19
I.4.4.2.1 Déformation :	19
I.4.4.2.2 Pressions interstitielles et niveau piézométrique :	20
I.4.4.2.3 Débits de fuite et drainage :	20
I.4.5 Surveillance des environs proches et éloignés de l'ouvrage de retenue :	21
I.4.5.1 Affouillement au pied aval du barrage :	21
I.4.5.2 Résurgences à l'aval :	21
I.4.5.3 Relevé de l'nappe phréatique :	22
I.4.5.4 Sédiments dans la retenue :	22
I.4.5.5 Chutes de blocs :	22

I.4.5.6 Zones de terrains instables :	22
I.4.5.7 Bassin versant :	22
I.5 CONCLUSION	23

## **CHAPITRE II : interaction fluide-structure**

II.1 INTRODUCTION :	24
II.2 FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :	25 ; 26
II.3 DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE :	27 ; 28
II.4 MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE :	29
II.4.1. Méthode globale :	30
II.4.2. Méthode de sous-structures :	31
II.4.2.1. Méthode de frontière :	32
II.4.2.2. Méthode de volume :	33
II.4.3. Méthode hybride :	34
II.5 CONCLUSION:	35

## **CHAPITRE III:ÉTUDE DU SYSTEME BARRAGE-FONDATION PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS**

III.1 INTRODUCTION :	36
III.2 ÉTAT DE CONTRAINTES-DEFORMATIONS:	37
III.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique:	38
III.2.2 État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:	39
III.3 APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS:	40
III.3.1 Modélisation:	40
III.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation:	41
III.3.1.1.1 Barrage:	41
III.3.1.1.2 Fondation:	42
III.3.1.1.3 Fluide:	42
III.3.1.2 Choix de type d'élément:	42
III.3.1.3 Conditions aux frontières:	42
III.3.2 Analyse dynamique:	43
III.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis:	43
III.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système:	43
III.3.2.2.1 Matrice de raideurs:	44
III.3.2.2.2 Matrice masse:	44
III.3.2.2.3 Matrice d'amortissement:	44

III.3.2. 3 Résolution de problème: .....	45
III.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe:.....	46
III.3.2.3.2 Le cas linéaire: .....	47
III.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées: .....	48
III.3.2.3.2.2 Méthode de Newmark:.....	48
III .3.3conclusion.....	49
<b>APITRE VI : APPLICATION NUMERIQUE</b>	<b>CH</b>
VI .1 INTRODUCTION : .....	50
VI.2 Modélisation du système barrage-sol de fondation par éléments finis :.....	51
VI. 3 ANALYSE DYNAMIQUE : .....	52
VI. 3.1 Analyse modale : .....	52
VI. 3.2 Analyse transitoire : .....	53
VI. 3.2.1 Réponse sismique du barrage dans le cas linéaire : .....	53
VI.3.2.1.1. Variation des déplacements : .....	54
VI. 3.2.1.2 Variation des contraintes : .....	55
VI. 3.2.2 Influence de la rigidité : .....	56
VI. 3.2.2.1 Influence de la rigidité des recharges amont et aval et de la fondation : .....	56
VI .3.3conclusion.....	57
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>58</b>

# **Introduction générale**

## Introduction générale :

À l'état naturel un massif en terre est en équilibre sous l'effet des contraintes en place, et la moindre perturbation de cet état naturel donne naissance à un nouvel état de déformations-contraintes. Ces perturbations peuvent être d'origine naturelle, les séismes par exemple, comme elles peuvent être dues à l'activité de l'homme ; exploitation des carriers ou par exemple élévation d'une structure de retenue pour pallier aux problèmes de l'envasement de ces retenues et des inondations de régions.

Le calcul sismique des barrages était toujours jusqu'à un passé proche fait par des méthodes pseudo statiques avec des accélérations horizontales du sol égales à 0.1g, alors qu'aujourd'hui tous les spécialistes s'accordent à dire que les tremblements de terres peuvent induire des accélérations beaucoup plus élevées que cette valeur et dans les deux sens, et que les méthodes à utiliser doivent effectivement reproduire le comportement réelle des ouvrages, pour pouvoir se prononcer d'une manière fiable sur la sécurité sismique de ces ouvrages.

Cependant la sécurité en matière de ressources hydriques est liée directement à la mobilisation de ses ressources, ceci nous amène souvent à construire des barrages dans des zones avec une sismicité élevée, d'où la nécessité de faire une analyse sismique minutieuse pour parer à toute éventualité de rupture de barrage pendant les séismes.

La modélisation numérique constitue l'une des applications les plus complexes de l'étude des barrages en remblai zonés. Cette étude fait intervenir des modèles numériques différents, associés à chaque cas de charges et au niveau de submersion. Elle exige la connaissance des différentes caractéristiques géotechniques, dont la variation dépend de l'état de la zone considérée (sèche ou submergée) et des modèles de comportement à retenir.

L'objet de ce mémoire est d'exposer une méthodologie de contribution à l'analyse dynamique des barrages en terre en tenant compte de l'effet de la rigidité des différentes zones du barrage et de la fondation et la hauteur de la fondation en utilisant la MEF à l'aide du logiciel Ansys. Le barrage en terre de TAKSEBT est considéré ici comme exemple.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, généralités sur les barrages et leurs surveillances ont été présentées. Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes d'interaction sol-structure. Le phénomène d'interaction fluide-structure est exposé au chapitre suivant. Dans le troisième, l'application de la méthode des éléments finis à

l'étude du comportement dynamique d'un barrage en terre ainsi que les méthodes de résolution des équations découlant de la discrétisation par élément finis.

Dans le dernier chapitre, on présente la simulation numérique du comportement sismique d'un système barrage-fondation.

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les barrages et leur surveillance**

## **Introduction :**

Le dictionnaire définit le mot barrage de la façon suivante : « ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation des villes en eau ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie ». [1]

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. De nombreux barrages cumulent plusieurs de ces fonctions.

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. 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. La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminent le type de barrage. [2]

## **I.2 Historique:**

Il est très difficile de dire qui a construit le premier ouvrage de retenue d'autant qu'il est fort probable qu'ils'agissait d'un « tas de terre » dont il reste aujourd'hui aucune trace. [1]

## **A. L'Égypte:**

Saad-el-Kafara est le premier vrai barrage connu construit en Égypte vers 2600 ans avant J.C. il avait 14 m de hauteur, 113 m de longueur et créait une retenue de 500 000 m<sup>3</sup> environ.

Sa structure était constituée d'une partie centrale imperméable (qu'on appellerait aujourd'hui un noyau) avec deux épaulements en enrochement.

## **B. La Grèce:**

Les cinquièmes travaux d'Hercule nécessitaient, pour nettoyer les écuries d'Augias, le détournement d'une rivière. L'ouvrage actuel de diversion, toujours en activité, a été construit vers 1260 ans avant J.C. ils'agit d'une digue en remblai encadrée par deux murs en maçonnerie cyclopée pour protéger le pied des remblais vis-à-vis de l'érosion.

## **C. Le Moyen-Orient:**

On trouve en Turquie des ouvrages (ou ce qu'il reste) de retenue d'eau construits par les Hittites établis dans cette région au XVII<sup>e</sup> siècle avant J.C.

C'est en Jordanie, au taureau de Jawa, qu'on situe le plus ancien barrage du monde (3000 ans avant J.C) avec une structure interne très complexe. Haut de 5 m environ, il comportait plusieurs zones de remblai encadrées par deux murs en maçonnerie.

## **D. L'Extrême-Orient:**

Il existe au Sri Lanka des barrages anciens remarquables, parfois entièrement en maçonnerie, le plus souvent en remblai homogène.

Le barrage de Paskanda Ulpotha, construit en 300 avant J.C. et surélevé en 460 de notre ère, a constitué jusqu'en 1675 le record du monde de hauteur avec 34 m.

## **E. L'Empire Romain:**

Les Romains n'ont entrepris la construction de barrage qu'assez tardivement. Ils ont employé des méthodes et des techniques de construction très élaborées. Ils utilisaient notamment un mortier de ciment aux pouzzolanes de très bonnes caractéristiques de résistance et de durabilité.

Des ouvrages importants ont été construits par les romains dans la péninsule ibérique. Le barrage d'Alantarilla était constitué d'un mur amont en maçonnerie épaulé par deux remblais aval.

Après la rupture de ce barrage, fut érigé le barrage de Proserpine avec un parement amont incliné renforcé par des contreforts.

Malgré une maîtrise parfaite des voûtes pour la construction des ponts, les romains ont très rarement utilisé les voûtes pour les barrages. Une vraie voûte a été construite dans le vallon de Baume près de Saint-Rémy de Provence. Haut de 12 m, longue de 18 m et avec un rayon de courbure moyen de 14 m, elle était constituée de deux murs parallèles en maçonnerie, de 1 m à 1,3 m d'épaisseur, séparés par un remplissage en terre de 1,5 m de large.

## **F. le Moyen Âge et les temps modernes:**

Cette époque marque le début d'une ère de spécialisation des barrages, à la fois en fonction de leur type et de leur usage (irrigation, alimentation en eau, navigation, énergie...) les grands types de barrages utilisés aujourd'hui apparaissent à cette époque

Parmi les plus remarquables, on peut citer:

- Les barrages en remblai construits dans la région minière des montagnes du Harz en Allemagne;
- Le barrage-poids très arqué de Arlanza (Espagne) construit en 1384 et surélevé 200 ans plus tard;
- Le barrage d'Elche, plus massif, considéré comme la première voûte construite en Europe depuis les Romains
- Le barrage de Caromb construit en France en 1766 et dont la stabilité précaire fut encore réduite par une surélévation dès 1769 (avant d'être finalement renforcé par l'aval en 1977)

Le barrage de Puantes construit dans un site difficile puisque la fondation est constituée de dépôts alluvionnaires très épais. L'ouvrage initial de 26 m de haut fut emporté en 1650, soit un an seulement après la première mise en eau. En oubliant de façon très étonnante ce premier accident, on construisit au même endroit un deuxième barrage-poids de 50 m de hauteur en 1802, une rupture, amorcée par l'érosion soudaine au travers de la fondation sur pilotis, provoqua la mort d'un millier de personnes.

- En 1802, une rupture, amorcée par l'érosion soudaine au travers de la fondation sur pilotis, provoqua la mort d'un millier de personnes.

### **I.3 Quelques exemples de grands barrages dans le monde:**

- Le barrage Hoover aux États-Unis (1931-1935)
- Les barrages d'Assouan sur le Nil, en Égypte
- Le barrage d'Inga sur le Congo, en République démocratique du Congo
- Le barrage d'Itaipu à la frontière entre le Brésil et le Paraguay
- La centrale Robert-Bourassa au Québec, Canada
- Le barrage de Kapanda sur le Cuanza en Angola
- Le barrage des Trois Gorges en Chine
- Le barrage de la Grande-Dixence, en Suisse, plus précisément en Valais, dans le val d'Hérens
- Le barrage Atatürk sur l'Euphrate en Turquie
- Le barrage Daniel-Johnson sur la Manicouagan au Québec, Canada
- Le barrage de Guri au Venezuela
- Le barrage de Nourek (300m) au Tadjikistan est le plus haut du monde. [7]

### **I.4 Différents types de barrages:**

Les barrages peuvent être classés en deux groupes:

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre.

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment.

Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols. [3]

## **I.4.1 Barrages en béton:**

Les barrages en béton se regroupent principalement en trois types: Barrages poids; Barrages voûtes; Barrages à contreforts. Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie. Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage. Quoiqu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre soigneusement en compte.

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico économique découlant directement de calculs de stabilité. De plus, nous évitons autant que possible des formes complexes qui entraînent une augmentation inutile du coût de coffrages. Une galerie de visite, si elle s'impose dans les grands ouvrages n'est guère utile pour ceux de taille modeste et pas envisageable pour les barrages de quelques mètres de hauteur.

Enfin, pour améliorer l'étanchéité du contact béton fondation et la résistance au glissement, il sera souvent bénéfique de réaliser un clé d'ancrage armée.[3]



**Photo I.1:** Barrage poids

### I.4.1.2 Barrages-voûtes:

Les barrages-voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte lorsque la vallée est étroite et rocheuse.

La qualité mécanique de la fondation est à vérifier scrupuleusement. Sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis en première approximation, nous devons S'assurer que le module de déformation du rocher dépasse 4 ou 5 Gpa. Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte (Photo I-2).

Le choix d'un barrage-voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières. Cependant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids. [3]

Le registre mondial des barrages indique environ 1200 barrages-voûtes en service dans le monde. Le plus haut barrage-voûte de ce type est celui d'Inguri en Géorgie avec 272 m de hauteur suivi par le barrage italien du Vajont. [1]



**Photo I.2:** Barrage-voûte de Tignes–Savoie, France- (photo B. Julliard); véritable arc cylindrique de 150 m de rayon et de 295,5 m de développement.

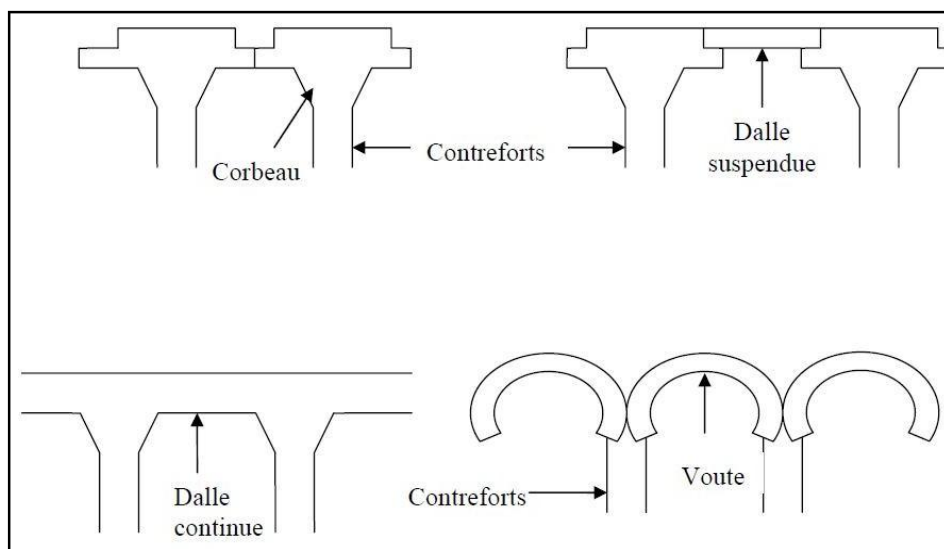
### **I.4.1.3 Barrages à contreforts :**

Les barrages poids sont économiquement désavantagés par une consommation importante de béton alors que les capacités de résistance à la compression de ce matériau sont très peu utilisées. Les barrages à contreforts répondent à un souci d'économie de matière en enlevant du béton dans la partie aval du barrage

De conception un « sophistiquée », les barrages à contreforts sont peu utilisés. On ne comptait, lors du dernier recensement de la CIGB, que 525 barrages de ce type. Le plus haut est le barrage Daniel Johnson au Canada avec 214 m de hauteur et une longueur en crête de 1314 m. celui d'Itaipu à la frontière entre le Brésil et le Paraguay barre une vallée large de près de 18 km pour créer un réservoir de 290 milliards de mètres cubes. [1]

Le voile peut être conçu de plusieurs façons (figure I.3) : [3]

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;
- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- Constitué d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur appuyée sur les contreforts.



**Figure I.3:** Différents types de barrages à contreforts

#### **I.4.2 Barrages en remblais:**

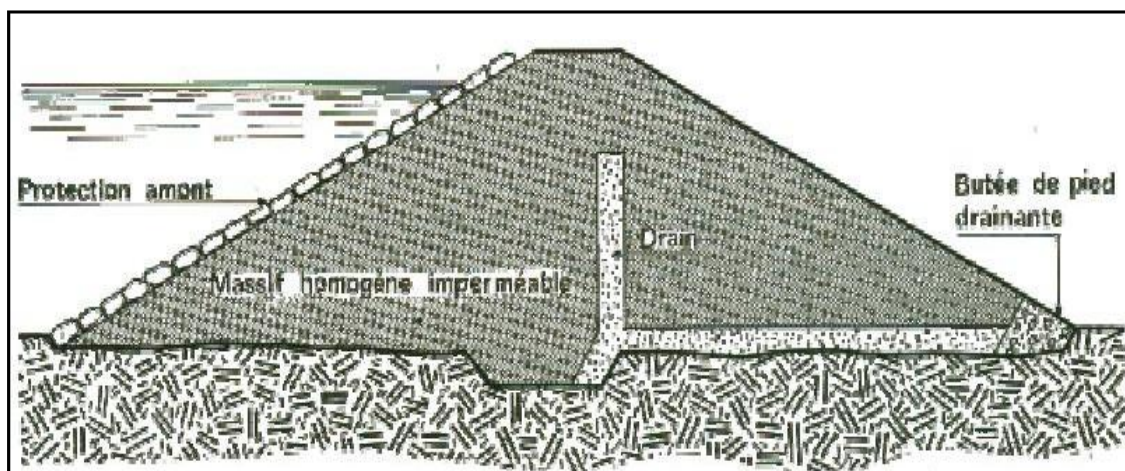
Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques divers, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Tout ingénieur étudiant et projetant un barrage doit adopter la solution la plus économique résolvant le problème posé. Une solution, et parfois même la seule solution, est la construction de la digue à partir de matériaux se trouvant dans le site du barrage projeté. D'une manière générale si l'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes. Ainsi le type de barrage le plus facile à réaliser est le barrage homogène. [3]

Les barrages en terre peuvent être divisés en trois principaux types : les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyau étanches et ceux à masque amont.

#### II.4.2.1. Barrage en terre homogène:

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. (Figure I.4)



Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenues collinaires et de petits barrages. [4]

Le barrage d'Ortiz au Mexique détient le record du monde de hauteur avec 120m. Celui d'Al Wahda au Maroc représente un volume de 25 millions de mètres cubes de remblai. [1]

### I.4.2.2 Les barrages en terre à masque amont:

Les barrages en terre à masque amont sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont (Figure I.5). Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements. [4]

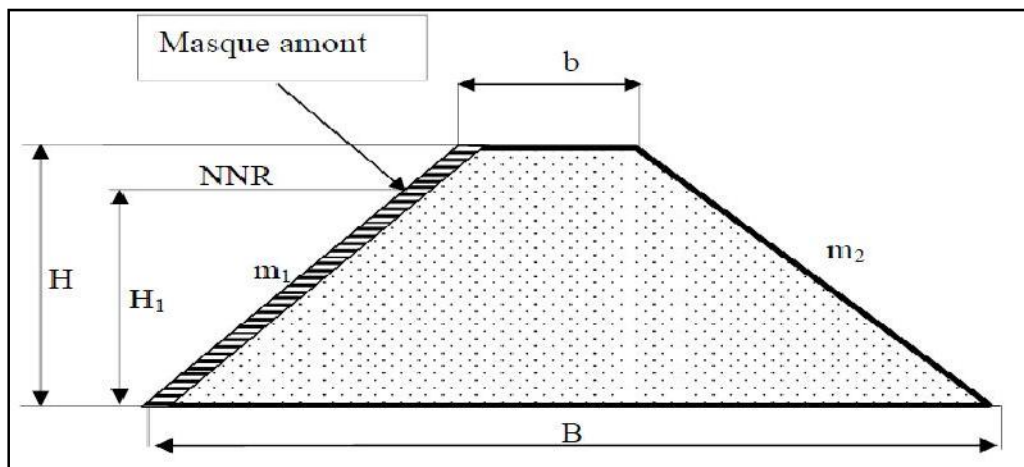


Figure I.5: Barrage à masque amont

### I.4.2.3 Barrages en enrochements:

Les barrages en enrochements font partie de la classe des barrages en remblais, les plus répandus dans le monde. Les barrages en remblais représentent environ 70% des grands barrages. Parmi les barrages en remblais, on compte seulement 12% de barrages en enrochements car leur construction nécessite une qualité de matériau qui n'est pas nécessairement présente sur tous les sites.

### I.4.2.4 Barrages en remblais zonés:

Dans un barrage homogène, la terre joue à la fois un rôle de stabilité et d'étanchéité. Les premières réalisations anglaises de barrages zones relevaient d'une conception assez proche des barrages à masque amont : un remblai imperméable à l'amont, un massif aval plus perméable assurant un rôle de stabilité.

Pour améliorer les conditions de stabilité en vidange, pour protéger la terre du noyau, on est progressivement passé au dessin actuel avec un zonage du remblai comprenant:

- un noyau «assez mince» constitué d'une terre suffisamment imperméable;

- des massifs en terre moins imperméable, voire en enrochement, à l'amont et à l'aval du noyau et assurant la stabilité de l'ensemble.

De part et d'autre du noyau, sont interposés des systèmes de filtres et de drains destinés à éviter les phénomènes d'érosion interne et à maîtriser les écoulements dans le corps du barrage.

Les barrages en terre homogène sont généralement des barrages de taille modeste. Avec des barrages zonés, on peut atteindre des dimensions beaucoup plus importantes. Les deux barrages les plus hauts du monde, toutes catégories confondues, sont ceux de Rogun et Nurek, tous les deux situés au Tadjikistan, avec respectivement 335 et 300 m de hauteur. [1]

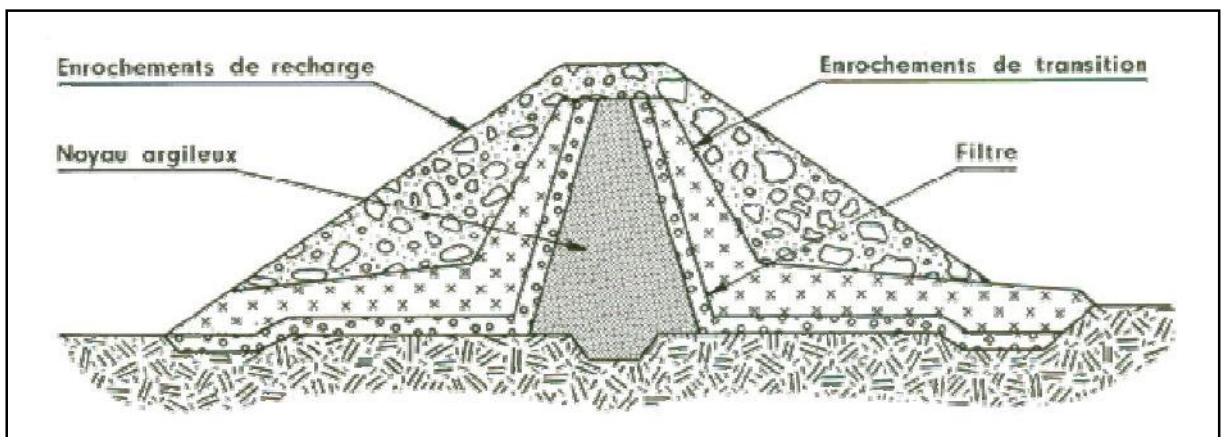


Figure I.6: Barrages en remblai zonés

#### I.4.2.4.1 les différentes parties de barrage en remblai zonés:

- **Le noyau:** partie verticale ou inclinée assurant l'étanchéité du barrage disposée au centre du remblai
- **Les recharges (amont ou aval):** parties construites avec des sols frottants, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau.
- **Les drains:** zones souvent peu épaisses de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites, donc réduire les pressions interstitielles.

- **Les filtres** : zones souvent peu épaisses dont la granulométrie,intermédiaire entrecelle des partiesvoisines,s'oppose auxmigrations de particules sousl'action desécoulements.Illslatentcontre erosion interne.(Phénomènede renard)
- **Lerip-rap** : couche superficielle d'enrochement posé sur un remblai plus fin, et leprotégeantdes vagues,des courants,etc.
- **Le drain cheminé** : Il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'avaldu noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3mpourdesraisons constructives.
- **Le tapis drainant aval** : Il couvre environ la moitié aval de la fondation à partie dunoyauetconduitles fuitesjusqu'aupiedaval.Sonépaisseur estd'eauMoines50cm.[12]

#### I.4.2.4.2 La granulométrie des matériaux utilisée dans la construction des barrages anoyau:

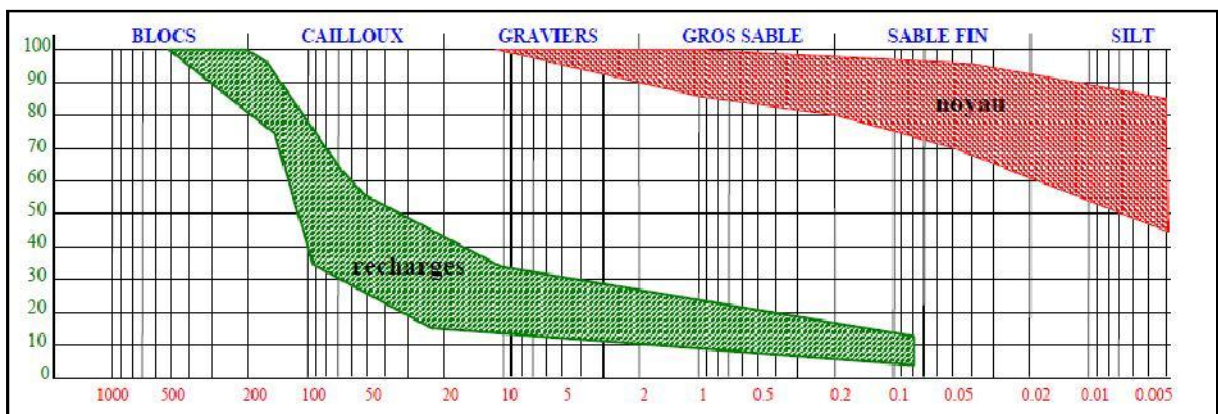


Figure 7: granulométrie des matériaux utilisés dans la construction des barrages anoyau (noyau et recharges)

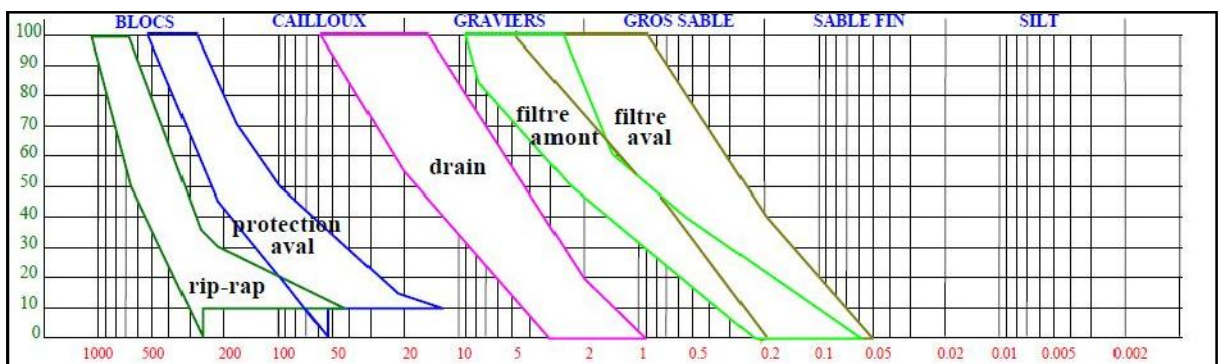


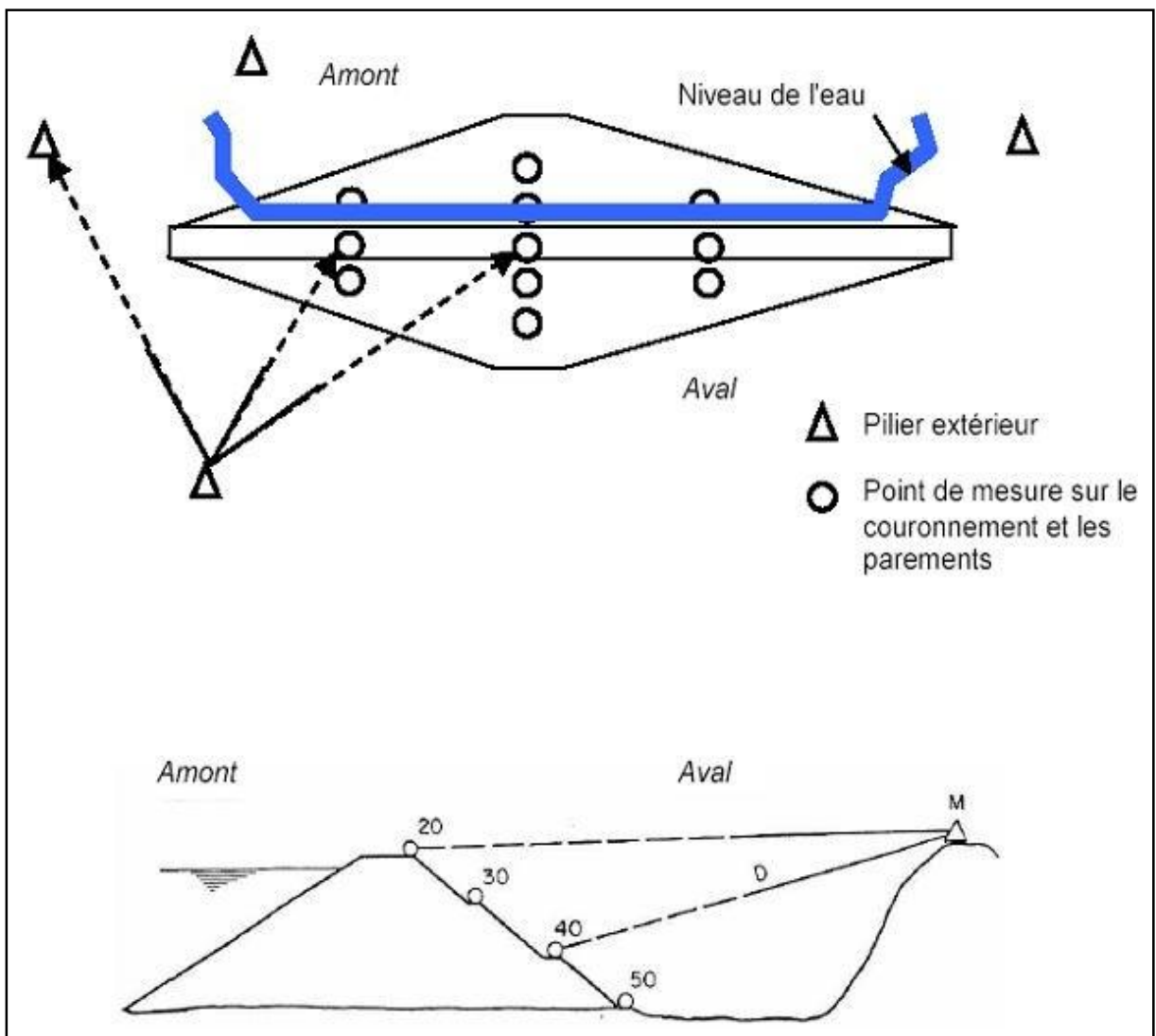
Figure 8:

granulométrie des matériaux utilisés dans la construction des barrages anoyau (drain, filtre, rip-rap,)

### I.4.3 Suivi du comportement des barrages en remblai:

#### II.4.3.1. Déformations:

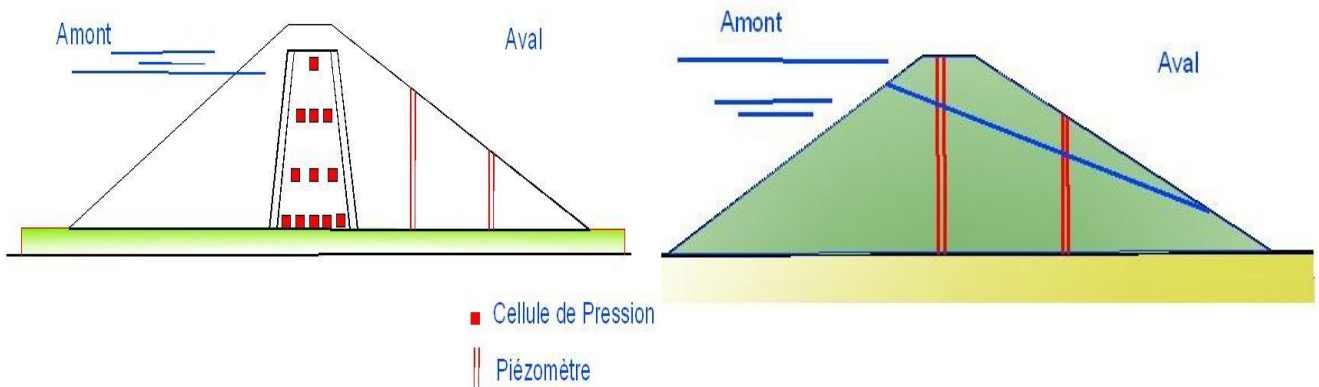
Pour le cas des barrages en remblai, le but est de pouvoir connaître l'évolution des déformations verticales (tassements) et horizontales de l'ouvrage en crête et, si possible, à divers niveaux et en particulier le tassement de la fondation. En règle générale, les déplacements de points sont déterminés par des mesures géodésiques, telles que des mesures d'angle et de distance (mesure de vecteur), d'alignement, de polygonale, de nivellement, ainsi que par des tassomètres, des repères de tassement hydraulique (Figure I.9).



**Figure I.9:** Mesure de déformations verticales et horizontales à partir de points de mesure situés sur le parement

### I.4.3.2 Pressions interstitielles et niveau piézométrique:

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évaluation des pressions interstitielles (en particulier dans le noyau) et celle de la ligne piézométrique. Les mesures s'effectuent au moyen de celles de pressions pneumatiques, hydrauliques ou électriques et/ou de piézomètres (tube ouvert ou tube fermé muni d'un manomètre).



**Figure I.10:** Mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique des barrages en remblai

### I.4.3.3 Débits de fuite et drainage:

Le rôle du drain dans un remblai est de contrôler le réseau d'infiltration et les pressions interstitielles et de collecter l'édébit de fuite jusqu'à un (ou plusieurs) point(s) précis à l'aval où ils peuvent être mesurés, placés au contact de la fondation, il draine celle-ci et le remblai. Les choix techniques :

Il sont assez variés

- Drain cheminée
- Tapis drainant
- Autres options

L'un des dispositifs de rabattement de la nappe qui

est le plus utilisé est le drain cheminée en matériaux granulaires.

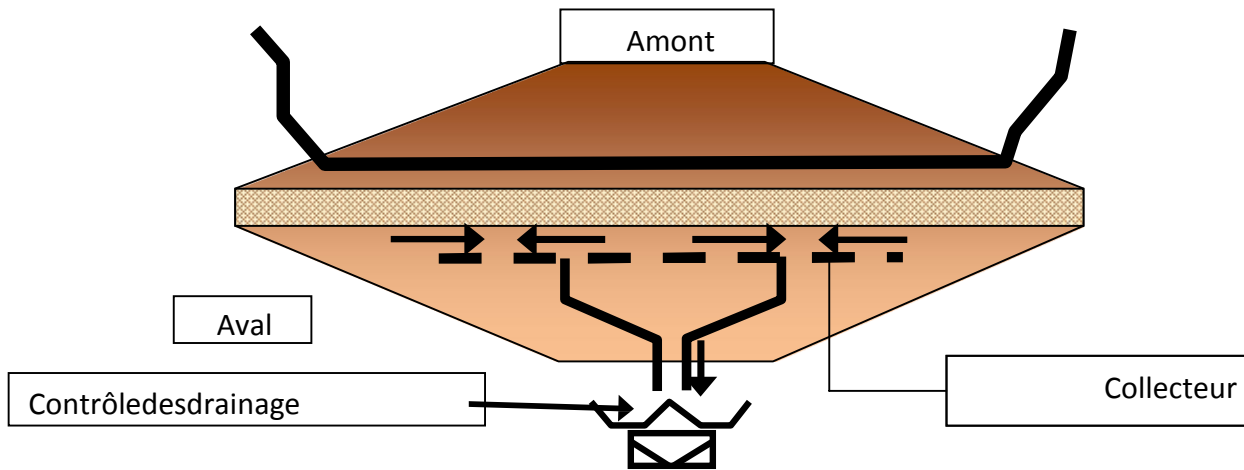
Dans les barrages relativement grands ce drain cheminée situé dans l'axe du barrage ou à l'aplomb de la crête (côté aval) est arrêté à la cote de retenue normale ou à celle des plus hautes eaux pour intercepter toutes les percolations venant de l'amont. Les infiltrations accumulées à la base de la cheminée drainante sont collectées par un drain en PVC entouré de géotextile qui s'évacue à l'aval du barrage par un réseau en peigne de drain de même type mis en place dans les tranchées à forte capacité drainante (gaines entourées de géotextile). Les tranchées s'élargissent en bandes drainantes de plusieurs mètres assurant également la décharge de la fondation, le débit de drainage du remblai et de la fondation sont mesurables séparément.

Pour les ouvrages plus modestes ; la structure du drain est simplifiée, la cheminée drainante qui n'atteint pas toujours la cote de retenue normale et qui est parfois décalée vers l'aval du barrage s'évacue par un collecteur drainant chemisé se raccordant à un réseau en peigne de drain en PVC placé dans des tranchées drainantes de faible section.

Les débits de fuite et de drainage peuvent varier en fonction du niveau de la retenue, et être influencés par les conditions atmosphériques, ou la fonte des neiges. Les eaux de percolation peuvent être récoltées dans des drainages situés à l'aval d'un noyau, ou à l'interface d'une membrane étanche et du corps du barrage en remblai.

On cherche à effectuer des mesures de débits partiels pour déterminer des zones de provenance. Ce procédé permet, en cas d'anomalie éventuelle, de localiser la zone critique et de faciliter la recherche des causes (voir la figure I.11).

Les eaux de percolation et de drainage sont en général collectées et mesurées à leur exutoire par mesure volumétrique, par déversoir ou par venturi.



**Figure I.11:** Représentation schématique de la collecte des eaux de percolation et de la mesure des débits partiels et totaux

## I.4.4 Suivi du comportement des fondations:

### I.4.4.1 Géologie des fondations:

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisés pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

Les résultats des essais de laboratoires réalisés sur les nombreux échantillons récoltés dans ces formations sont rassemblés dans une base de données très complète avec les caractéristiques géomécaniques mesurées en laboratoire dans les roches et les terrains meubles.

Les Reconnaissances et études qui s'appliquent sont:

- Reconnaissances de terrain, relevés géologiques (forages, sondages mécaniques, pénétromètre dynamique, fouille d'excavation).
- Prélèvements d'échantillons de terrain pour analyse en laboratoire et interprétation.
- Présence d'eau, perméabilité du terrain, fluctuations de la nappe, rabattement de la nappe, agressivité de l'eau.
- Prévisions géologiques et suivis géologiques pendant la construction.
- Stabilité du terrain, choix du type de fondations, confortations.
- Étude, suivi, mesures et assainissement de mouvements de terrain (glissements, tassements, éboulements, effondrements, mouvements de blocs).
- Géologues-conseils pour travaux spéciaux, suivis d'excavation (fouilles, carrières, gravières, galeries et tunnels, ...)

#### **I.4.4.1.1 Cartographie géologique:**

La cartographie de détail amène des renseignements essentiels à toute étude géologique et fait partie de nos champs de compétence avec la géologie structurale.

#### **I.4.4.1.2 Relevés géologiques:**

Ces relevés sont effectués avant la construction ou pendant l'excavation. Ils permettent de préciser les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des différentes formations géologiques du sous-sol, ainsi que leur extension dans l'espace afin de définir d'une façon optimale les processus de construction : fondations des ouvrages et consolidation des terrains le cas échéant. Ils sont effectués sur la base de sondages mécaniques (pelle rétro, tarière, forages destructifs ou carottés, pénétromètre) ou géophysiques.

La reconnaissance des différents types de déformations géologiques du sous-sol permet d'optimiser le tracé du barrage ou de tout autre ouvrage avant sa construction et de définir le mode opératoire (type d'excavation, soutènement éventuel, venues d'eau, rabattement etc...) Ces données de base font partie des documents d'appel d'offres envoyés aux entreprises soumissionnaires.

### **I.4.4.1.3 Suivi géologique pendant et après la construction:**

Utile pour contrôler, affiner et adapter au besoin les prévisions géologiques. Le suivi géologique permet de recueillir le plus grand nombre d'informations durant la phase de construction.

Il facilitera l'entretien ultérieur de l'ouvrage, lorsque la construction sera terminée avec le bétonnage et tous les aménagements extérieurs qui ne permettent plus de connaître les véritables conditions géologiques, essentielles pour établir le dossier après exécution.

La fondation des barrages peut poser des problèmes de résistance au cisaillement ou de sécurité vis-à-vis de la rupture, de déformabilité et des problèmes liés à la circulation de l'eau.

Chacun sait que le gradient hydraulique créé par la présence du réservoir fait circuler de l'eau dans la fondation et va engendrer des fuites et des sous pressions à l'aval. Les traitements classiques sont l'étanchement et le drainage.

### **I.4.4.2 Fondation en terrain meuble:**

#### **I.4.4.2.1 Déformation:**

Le nivellement, le tassomètre, les repères de tassement hydrauliques sont parmi les moyens disponibles pour mesurer les tassements d'une fondation en terrain meuble. Les nivellements sont également effectués dans une galerie dans les estrans transversal ou longitudinal d'un barrage en remblai.

#### **I.4.4.2.2 Pressions interstitielles et niveau piézométrique:**

La mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique en fondation peut se faire par des forages ouverts ou par des forages fermés.

#### **I.4.4.2.3 Débits de fuite et drainage:**

Cette mesure concerne l'eau percolant à travers le massif de fondation et des surgences captées. Les débits provenant de galeries de drainages sont également mesurés. La mesure des débits peut être volumétrique, s'effectuer au moyen d'un déversoir ou d'une venturi, ou mesure du flux dans un tube.

La mesure de turbidité indique qu'il existe une migration de fines

**Tableau I.1:** Instruments et moyens de mesure pour les barrages en remblai

TYPEDEMESURE	INSTRUMENTS MOYENSDEMESURE
<b>Déformations verticales et Déformations horizontales (Tassements)</b>	Géodésie Réseau extérieur Nivellement Polygonale Mesures d'angles Mesures de vecteurs (mesures d'angles et de distance) Alignement Inclinomètre Tassomètre Repère de tassement hydraulique
<b>Ligne piézométrique</b>	Piézomètre
<b>Pressions interstitielles</b>	Manomètre Cellule de pression
<b>Débit de fuite et de drainage</b>	Déversoir Mesure volumétrique Mesure du flux dans un tube Venturi
<b>Température de l'eau</b>	Thermomètre
<b>Turbidité</b>	Turbimètre
<b>Chimie des eaux de fuite</b>	Analyse en laboratoire
<b>Température dans le corps du remblai</b>	Thermomètre électrique

#### I.4.5 Surveillance des environs proches et éloignés de l'ouvrage de retenue:

Cette surveillance englobe des mesures (déformation du terrain, venues d'eau) et des observations visuelles. Elle concerne les zones de contact amont et aval, le pied aval de l'ouvrage, les flancs du réservoir, de même que l'ensemble du bassin versant.

##### I.4.5.1 Affouillement au pied aval du barrage:

Si des affouillements qui peuvent se produire à l'aval du barrage, il est indiqué d'effectuer des relevés réguliers de leur forme et leur profondeur (par exemple tous les 3 à 5 ans sous réserve d'une crue exceptionnelle). Ces relevés peuvent être exécutés topographiquement ou par bathymétrie (encas de présence d'eau).

#### **I.4.5.2 Résurgences à l'aval:**

Le relevé des débits des résurgences à l'aval doit être effectué, car une variation de ces débits peut indiquer une anomalie dans le réseau de circulation des eaux souterraines.

La mesure des débits peut être volumétrique, éventuellement effectuée au moyen d'un déversoir taré (courbe de tarage).

#### **I.4.5.3 Relevé de la nappe phréatique:**

La mesure de fluctuation d'une nappe phréatique est parfois indiquée. Le relevé des niveaux peut se faire au moyen d'une sonde avec témoin, glissée dans un forage ouvert ou au moyen d'un capteur de pression avec enregistrement.

#### **I.4.5.4 Sédiments dans la retenue:**

Il est important de relever les dépôts de sédiments dans la retenue. Surtout dans la zone proche du barrage. Il faut s'assurer que les ouvrages de prise et d'évacuation sont dégagés. On peut procéder dans ce cas à des relevés bathymétriques, dont la fréquence dépend de l'ampleur des apports en sédiments.

#### **I.4.5.5 Chutes de blocs:**

Il faut vérifier que des blocs instables ne mettent pas en danger les personnes, les accès et les installations. Des mesures de curage, de consolidation ou la mise en place d'un filet de protection peuvent s'avérer nécessaires.

#### **I.4.5.6 Zones de terrains instables:**

Les zones instables doivent être observées. Un glissement pourrait provoquer une vague et un débordement par-dessus le couronnement.

Dans ce cas, on peut recourir à des mesures géodésiques (mesures de triangulation pour connaître la variation spatiale des déplacements de points en surface), des mesures de distance directes entre plusieurs points, des mesures par inclinomètre pour suivre les déformations en profondeur.

#### **I.4.5.7 Bassin versant:**

La configuration et le développement du bassin versant doit avoir une incidence dans le développement des crues. Il est donc utile d'évaluer les modifications morphologiques au

Cours du temps, tels que l'érosion, le glissement de terrain, les vagues torrentielles, le déboisement, la nouvelle route et la surface étanche, nouvelles constructions, etc.

## **II.5. Conclusion:**

Au terme de ce chapitre consacré aux différents types de barrages, surtout les barrages enterrés. La surveillance et l'entretien font partie des actions importantes à mener pour garantir la sécurité des ouvrages et par conséquent celle de la population. Ils doivent permettre de mettre rapidement en évidence un fait anormal, voir un événement extraordinaire.

Il appartient donc à l'exploitant d'exécuter des contrôles et des mesures d'auscultation nécessaires pour juger de l'état et du comportement de l'ouvrage d'accumulation. Quant au contrôle du comportement, il permet de s'assurer, par la mesure de paramètres significatifs, d'un comportement conforme. Dans le cas contraire, il sera nécessaire d'envisager des mesures complémentaires techniques ou d'exploitation.

# **ChapitreII**

## **Interaction sol- structure**

## II.1. INTRODUCTION

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié [36].

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure [37]. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique [38,39]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [40].

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects. L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs [41,42]. La prise en compte de l'interaction sol-structure

sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

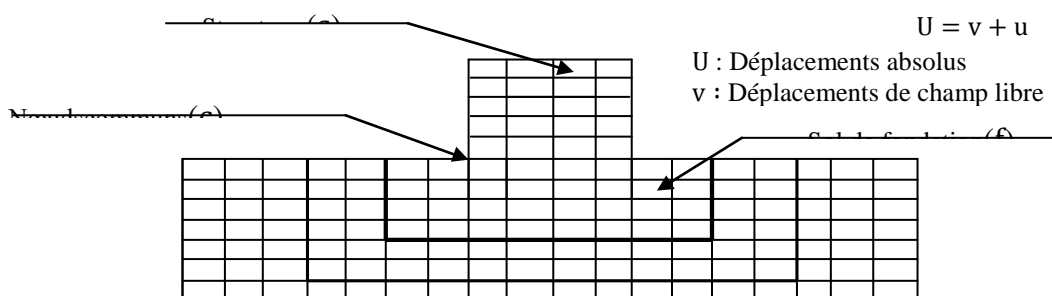
## II.2. FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

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

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

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. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure II.1.



**Figure II.1** Modèle d'interaction sol-structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux [43]. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur

de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.1)$$

où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad C_{cc} = C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \quad K_{cc} = K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \quad (1.2)$$

En termes de mouvement absolu, il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre. Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U en termes de déplacements u, relatifs aux déplacements en champ libre.

$$\begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

L'équation (1.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} = \\ - \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \quad (1.4)$$

Si le déplacement en champ libre  $v_c$  est constant sur la base de la structure, le terme  $v_s$  est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (1.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.5)$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (1.8)$$

où  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés,  $\{u\}$ , existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes  $\ddot{v}_x(t)$ ,  $\ddot{v}_y(t)$  et  $\ddot{v}_z(t)$  sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes,  $[m_i]$ , sont des masses de direction pour la structure seulement.

### II.3. DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant, le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

## II.4. MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

### II.4.1. Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [44,45]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

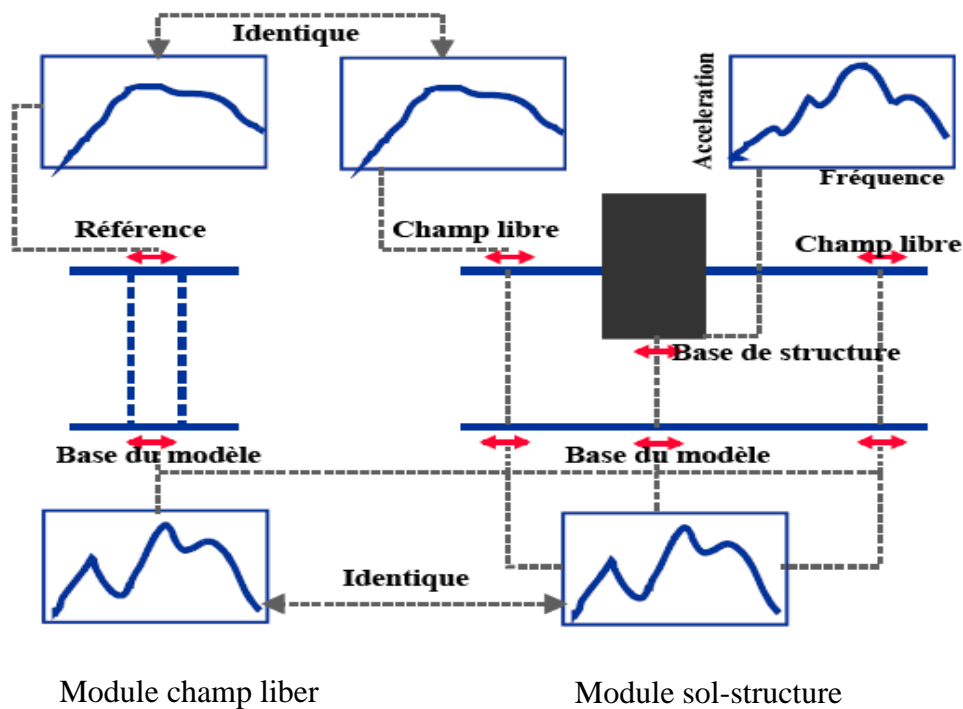
$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q\} \quad (1.9)$$

où les matrices  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur  $\{Q\}$  comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur  $\{U\}$  contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles  $\{\dot{U}\}$  et  $\{\ddot{U}\}$  sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques  $\ddot{u}_g(t)$  sont connues en profondeur alors le vecteur  $\{Q\}$  est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle,  $I$  est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$\{Q\} = -[M] I \ddot{u}_g(t) \quad (1.10)$$

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure II.2. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite la déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.



**Figure II.2:** Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale

En théorie, la méthode globale peut être étendue aux cas tridimensionnels et est susceptible d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes tridimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l'esprit que, si la méthode globale est généralement coûteuse du point de vue ordinateur, elle requiert souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable [46].

Un des avantages principaux de la méthode globale est sa capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. Par ailleurs, l'expérience montre qu'elle est généralement mieux adaptée et plus facile de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

Un des programmes de calcul les plus utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure par une méthode globale est le programme de FLUSH [47]. Ce programme incorpore une loi de comportement du type viscoélastique linéaire équivalent pour le sol, avec résolution dans le domaine fréquence. Ce programme dispose de frontières absorbantes permettant de réduire de façon significative les dimensions du maillage d'éléments finis.

## II.4.2. Méthode de sous-structures

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures [36]. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

### II.4.2.1. Méthode de frontière

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez [48], Gutierrez [49], Kausel et al. [50]. Le modèle global sol-structure est devisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure II.3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure II.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

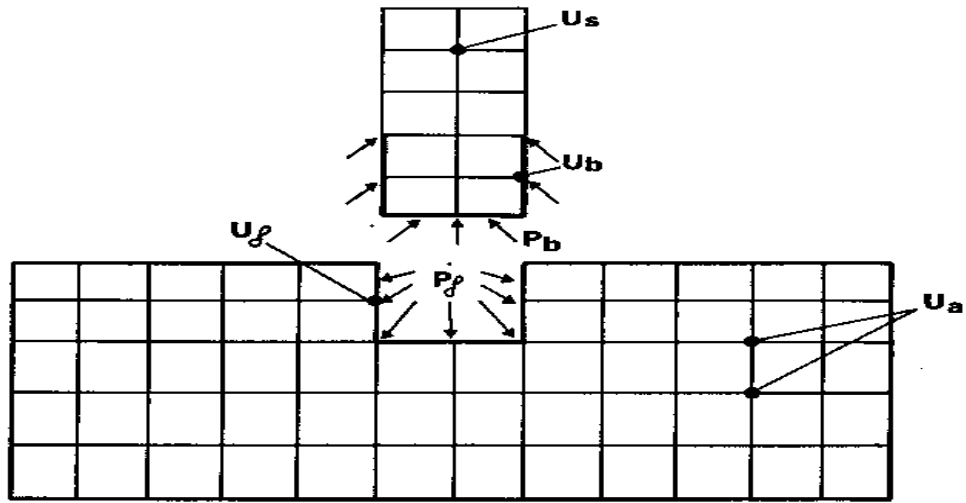
- Structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (1.11)$$

- Sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.12)$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et {U} représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.



**Figure II.3:** Méthode de sous-structures : méthode de frontière

L'analogie de l'équation (1.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.13)$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (1.12) et (1.13), et en désignant par  $\{U^i\} = \{U\} - \{U^*\}$  les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégré-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (1.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole  $\sim$  les transformées de Fourier  $U = \sum U(\omega)e^{i\omega t}$  :

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (1.15)$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux f degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)]\{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (1.16)$$

La matrice  $[S_f]$  est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (1.17)$$

et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (1.18)$$

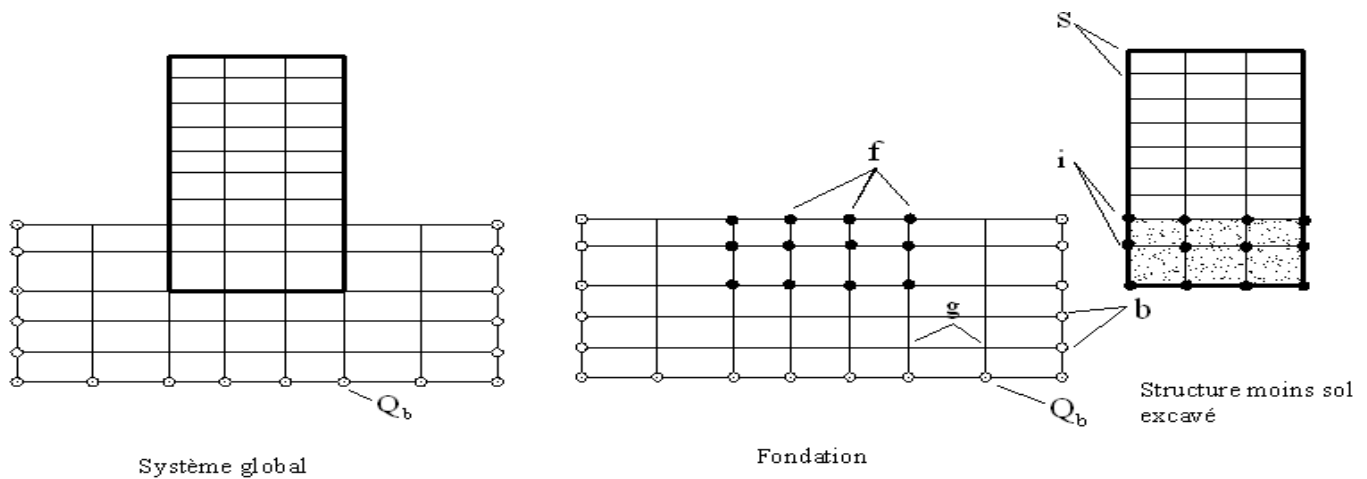
La substitution de l'équation (1.16) dans l'équation (1.11) conduit à :

$$\left[ -\omega^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface avec le sol.

#### II.4.2.2. Méthode de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol [51], comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure II.4.



**Figure II.4:** Méthode de sous-structures : méthode de volume

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par  $[A]$  la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2[M] \quad (1.20)$$

La matrice de raideur  $[K]$  est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 1.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- Sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (1.21)$$

$\{Q_f\}$  Représente le vecteur des forces d'interaction.

- Structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (1.22)$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (1.23)$$

Par soustraction des équations (1.23) et (1.21), et par condensation aux  $f$  degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (1.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{U_f\} - \{U_f^*\} \quad (1.24)$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (1.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (1.25)$$

$[X_f]$  Représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- Détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade ; si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- détermination de la matrice d'impédance  $[X_f]$ . Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière ; cependant, dans le cas de couches horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'asymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes [52].

- Détermination de la réponse dynamique de la structure. Il s'agit d'un problème classique.

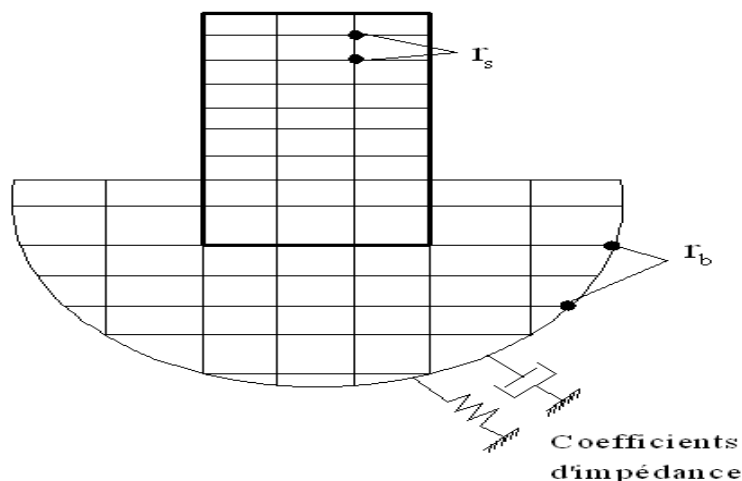
Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI [51] qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure ; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un coût raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

### II.4.3. Méthode hybride

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode de sous-structures. La solution au problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (1.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. [53] ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure II.5). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain. Gupta et al. ont résolu ce problème à l'aide d'une méthode d'identification permettant de s'assurer que le modèle hybride redonne les impédances, connues, d'un disque circulaire en surface d'un semi-espace.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. Gupta et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, égal à celui du champ libre en surface, tout le long de la frontière. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.



**Figure II.5** Méthode Hybride

## **II.5. CONCLUSION**

Dans ce chapitre, un aperçu sur les éléments de l'effet de l'interaction sol-structure et les différentes méthodes utilisées pour tenir compte de ce phénomène ont été présentés, ainsi que quelques travaux effectués dans le passé ont été discutés.

# **Chapitre III**

Étude du système  
barrage-fondation par  
la méthode des  
éléments finis



### **III.1 Introduction :**

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations Différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes. Physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- a) La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes Linéaires, etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de Grands logiciels.

## III.2 État de contraintes-déformations :

### III.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique :

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte déformation s'écrit :

$$\sigma_{ij} = E \cdot \varepsilon_{ij} \text{ (III.1)}$$

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

#### • Relation contrainte-déformation:

$$\sigma = D \cdot \varepsilon_{ij} \text{ (III.2)}$$

Avec : D est la matrice d'élasticité, s'exprime par

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1 - \nu^2}, d_2 = \nu \cdot d_1 \text{ et } d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

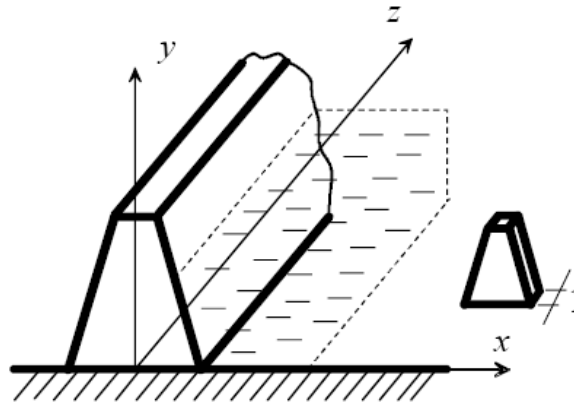
E et  $\nu$  sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau.

Et :

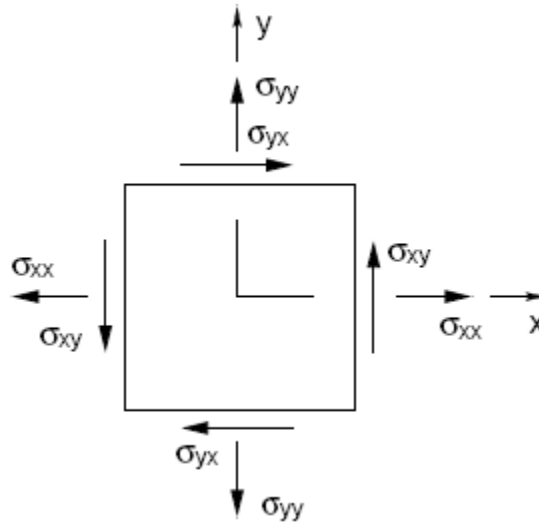
$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} \equiv \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} \text{ (III.3)}$$

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

La figure III.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.



**Figure III.1 :** Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).



**Figure III.2 :** Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimé par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{XY}^2} \quad (III.4) \quad \tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{XY}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (III.5)$$

Le tenseur des déformations est :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ij} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix}$$

Avec :  $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$

• **La relation déformations- déplacements:**

$$\varepsilon_{ij} = S. U_{ij} \quad (III.7)$$

Avec :

$$U_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} et S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (III. 8)$$

### III.2.2 État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique :

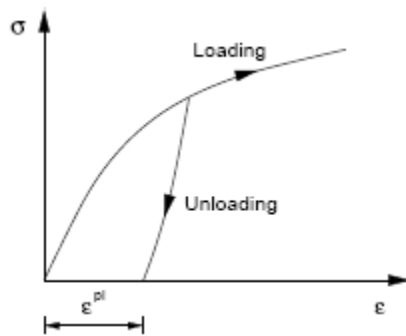
La déformation totale est décomposée en une partie élastique et une autre plastique :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (III. 9)$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e \quad (III. 10)$$

Le déchargement est toujours élastique linéaire :  $d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$  . Et le chargement, est défini par un tenseur de comportement tangent :  $d\sigma_{ij} = \bar{D}_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$  (figure III.3)



**Figure III.3 :**Comportement plastique uni axial.

Les déformations plastiques sont définies par :

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij}^p \\ = d\lambda_p \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \end{aligned} \quad (III. 11)$$

La surface de charge  $f(\sigma_{ij}, \alpha_k)$  représente le critère de plasticité permettant de définir le comportement élastoplastique.  $\alpha_k$  est une variable d'écrouissage et  $d\lambda_p$  étant le multiplicateur plastique.

La loi de comportement est donnée par :

$$\begin{aligned} & \{d\sigma_{ij}\} \\ & = [\bar{D}]\{d\varepsilon\} \end{aligned} \quad (III. 12)$$

Où :

$$\begin{aligned} & [\bar{D}] \\ & = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^t [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^t [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} + H} \end{aligned} \quad (III. 13)$$

Avec : H module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$\begin{aligned} & [\bar{K}_e] \\ & = \int_{V_e} [B]^t [C_t] [B] dV \end{aligned} \quad (III. 14)$$

$[C_t]$  Prend différentes valeurs selon la nature du comportement :

$[C_t] = [C] \Rightarrow$  Comportement élastique.

$[C_t] = [\bar{C}] \Rightarrow$  Ecoulement plastique.

$[C_t] = [C] \Rightarrow$  Décharge élastique.

### III.3 Application de la méthode des éléments finis :

#### III. 3.1 Modélisation :

##### III.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation :

Le système à étudier est constitué par un barrage en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base de la fondation.

Le barrage peut être subdivisé en deux sous structure : barrage et fondation.

##### III.3.1.1.1 Barrage :

Dans notre cas le barrage est composé d'un noyau, le parement aval et amont, sont représentés par un maillage d'éléments finis de même type, le matériau constituant le barrage est considéré homogène, élastique et isotrope dans le cas de l'analyse linéaire, et pour le cas de l'analyse non linéaire est considéré élastique parfaitement plastique.

##### III.3.1.1.2 Fondation

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en élément finis de même type que le barrage et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire.

### **III.3.1.1.3 Fluide :**

L'action du fluide est prise en compte par l'utilisation de la théorie de Westergaard.

### **III.3.1.2 Choix de type d'élément :**

Deux types d'élément sont utilisés pour la modélisation du système sol-barrage :

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour la modélisation de comportement de barrage sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degré de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de barrage, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire. Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de barrage en vibration libre.

### **III.3.1.3 Conditions aux frontières :**

Généralement, les barrages sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le barrage et le sol de fondation sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté ( $u_x, u_y$ ).

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

### **III.3.2 Analyse dynamique :**

#### **III.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :**

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

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

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (\text{III. 15})$$

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

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega$$

Ou :

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

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

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

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

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{\text{am}}} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (\text{III. 17})$$

Tel que

$\ddot{u}_g$  : Accélération sismique

$r$  : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

• **Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :**

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

◆ **Matrices de rigidity:**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \text{ (III. 18)}$$

◆ **Matrices masse:**

$$M = \int_{\Omega_e} N^t \rho N d\Omega_e \text{ (III. 19)}$$

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

Expression explicite :

$$M_{jj} = I \int_{\Omega_e} \rho N_j^2 d\Omega_e \text{ (Pour le cas de masse concentrée),} \quad \text{(III. 20)}$$

I : matrice identité

◆ **Vecteur chargement sismique:**

$$F_i = M \cdot I \cdot \ddot{u}_g \text{ (III. 21)}$$

### III.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système :

#### III.3.2.2.1 Matrice de raideurs :

La matrice de raideurs est obtenue par une simple procédure d'assemblage des matrices élémentaires.

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

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation, sont données par :

$$K_b = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \text{ (III. 22),} \quad K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III. 23)}$$

i : Indice des nœuds de l'interface barrage-fondation.

b : Indice des nœuds de barrage.

f : Indice des nœuds de la fondation.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ii} & k_{if} \\ & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III.24)}$$

### III.3.2.2.2 Matrice masse :

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

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \text{ (III. 25),}$$

$$[M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III. 26)}$$

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

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \text{ (III. 27)}$$

### III.3.2.2.3 Matrice d'amortissement :

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

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

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

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

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (\text{III. 28})$$

$\alpha_R, \beta_R$ : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de  $C$  dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts [24].

$$\begin{aligned} & \begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} \\ &= \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_n} \cdot \begin{Bmatrix} \omega_1 \cdot \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (\text{III. 29})$$

Avec:

$\omega_1$ : Pulsation propre du premier mode.

$\omega_n$ : Pulsation propre d'un mode supérieur.

$\xi$ : Taux d'amortissement critique.

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

- Barrage

$$: [C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b] \quad (\text{III. 30})$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III. 31})$$

• Fondation

$$:[C_f] = \alpha_{Rf}[M_f] + \beta_{Rf}[K_f] \quad (\text{III. 32})$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{ii} & c_{fi} \\ 0 & c_{if} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III. 33})$$

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

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (\text{III. 34})$$

### III.3.2. 3 Résolution de problème :

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

#### III.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe :

Dans ces méthodes, on discrétise le temps en certain nombre de pas (ou intervalles) de taille  $\Delta t$ . On pose une interpolation à l'intérieur de chaque intervalle, ce qui limite la résolution de l'équation du mouvement (initialement continu) à la fin de chaque pas de temps [25].

Deux grandes familles sont bien connues :

- Méthodes explicites: différences finies centrées.
- Méthodes implicites: Newmark, Wilson- $\theta$ , Park.

On se limite à l'exposition des deux méthodes utilisées dans ANSYS pour résoudre notre problème :

- La méthode de différences finies centrées.
- La méthode de Newmark.

### III.3.2.3.2 Le cas linéaire :

#### III.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées :

##### i) Conditions initiales:

$$1. \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \quad (\text{III. 35})$$

$$2. u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (\text{III. 36})$$

$$3. \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{III. 37})$$

$$4. a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{III. 38})$$

$$5. b =$$

$$k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (\text{III. 39})$$

##### ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$1. \tilde{p} =$$

$$p_i - au_{i-1} - bu_i \quad (\text{III. 40})$$

$$2. u_{i+1} = \frac{\tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (\text{III. 41})$$

$$3. \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}; \ddot{u}_i =$$

$$\frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{2(\Delta t)^2} \quad (\text{III. 42})$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1, ii.2, ii.3.

#### III.3.2.3.2.2 Méthode de Newmark :

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

Méthode d'accélération moyenne :  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$

Méthode d'accélération linéaire :  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$

**i) Conditions initiales:**

1.  $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$  (III. 43)

2. Choisir  $\Delta t$

3.  $\tilde{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t}$  (III. 44)

4.  $a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c$  (III. 45)

5.  $b =$

$$\frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad \text{(III. 46)}$$

**ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :**

1.  $\Delta \tilde{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$  (III. 47)

2.  $\Delta u_i = \frac{\Delta \tilde{p}_i}{\tilde{k}}$  (III. 48)

3.  $\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$  (III. 49)

4.  $\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} c$  (III. 50)

5.  $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$  (III. 51)

**iii)** Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1 à ii.5.

**Remarque :**

1) La méthode des différences finies centrées est conditionnellement stable et exige

L'utilisation d'un pas de temps très petit :

$$\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi}, \text{ tel que : } T_n \text{ c'est la période naturelle de système}$$

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma-2\beta}} \quad \text{(III. 52)}$$

3) Si l'excitation est une accélération de sol  $\ddot{u}_g(t)$ , remplacer  $p_i$  par  $-m\ddot{u}_g$ . Le Calcul de déplacement  $u_i$ , vitesse  $\dot{u}_i$  et accélération  $\ddot{u}_i$  donne la valeur de la réponse de sol.

**Conclusion :**

Dans le troisième chapitre, nous avons discuté de l'étude du système barrage-fondation par la méthode des éléments finis au début, nous savons la méthode des éléments finis tel qu'une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Et alors état de contraintes-déformations qui se divise en deux États de contraintes-déformations dans le cas élastique et La relation déformations déplacements et état de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique et puis nous avons mentionné les applications de la méthode des éléments finis qui se divise en modélisation et modélisation du système barrage-fluide-fondation

et choix de type d'élément et conditions aux frontières et nous avons parlé aussi de l'analyse dynamique et la formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis et nous Avon motionné Caractéristiques des éléments et nous avons parlé de Matrice de raideurs et Matrice masse et Matrice d'amortissement et enfin, nous concluons ce chapitre par Méthode de différences finies centrées.

# **CHAPITRE VI**

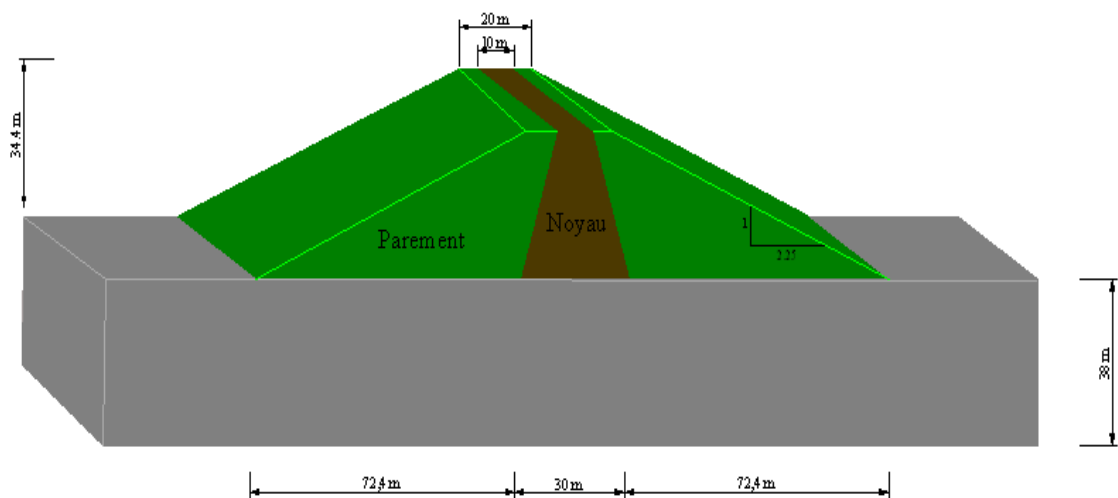
## **APPLICATION**

### **NUMERIQUE**

## VI.I Introduction :

La prévision de la réponse d'un barrage en terre pendant un séisme constitue un défi important. Les facteurs tels que les caractéristiques de barrage, les conditions de site, et caractéristiques de chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. Le comportement non linéaire des matériaux de sol, influence intensivement les réponses du barrage.

L'exemple de référence concerne le barrage en terre de Taksebt à noyau construit sur une couche homogène de sol (figure.1)



**Figure1** : La géométrie du barrage

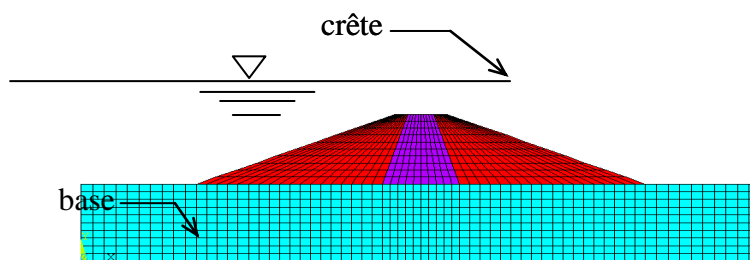
Les propriétés mécaniques du barrage sont récapitulées dans le tableau1.

	Densité (t/m <sup>3</sup> )	Coefficient de poisson	Module de Young (MPa)
Foundation	2.2	0.25	1000
Noyau (en argile)	1.98	0.3	30.7
Parement	2.13	0.3	60

**Tableau 1** : Propriétés mécaniques du système barrage-fondation

## VI.II Modélisation du système barrage-sol de fondation par éléments finis

Le barrage en terre de Taksebt est situé à la wilaya de Tizi-Ouzou, au nord de l'Algérie. La structure barrage-sol de fondation est étudiée en utilisant un modèle bidimensionnel (2D) d'éléments finis (figure.2). L'effet de la pression hydrodynamique est considéré selon la technique de masse ajoutée initialement proposé par Westergaard. Ces modèles d'éléments finis sont créés en utilisant software Ansys. Ansys est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie.



**Figure 2 :** Modèle bidimensionnel d'éléments finis pour le système barrage-fondation.

Il est généralement admis que les barrages ont des rapports d'amortissement visqueux de 2% à 5%. L'amortissement pour l'ensemble du système structural est modélisé par l'amortissement de Rayleigh. Dans cette étude, un amortissement de Rayleigh de 5% est appliquée à la fois du barrage et de la fondation.

## VI.III Analyse dynamique :

### VI.III.I Analyse modale :

Les plus basses cinq fréquences naturelles du système barrage-fondation sont présentés dans le tableau 2.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	0.83809	1.1932
2	1.1965	0.83575
3	1.4580	0.68589
4	1.1913	0.67054
5	1.7946	0.55723

**Tableau 2 :** Les cinq premières fréquences naturelles du système barrage-fondation.

### VI.III.II Analyse transitoire :

L'analyse du comportement dynamique du barrage sous l'effet du séisme dans le cas élastique est faite.

Ensuite on a procédé à une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élastoplastique du sol est considéré, en employant le critère non associé de Drucker-Prager.

L'analyse du comportement dynamique du barrage est faite avec la méthode des éléments finis en utilisant des éléments quadratiques à deux degré de liberté ( $u_x$  et  $u_y$ ).

Pour étudier la réponse sismique du barrage, le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdes (2003) enregistrées à la station de Kaddara, la vitesse du pic enregistré est estimée à 0.10 m/sec (l'accélération au pic est 0.345g) (figure. 3). Une analyse transitoire en utilisant la méthode de Newmark est effectuée.

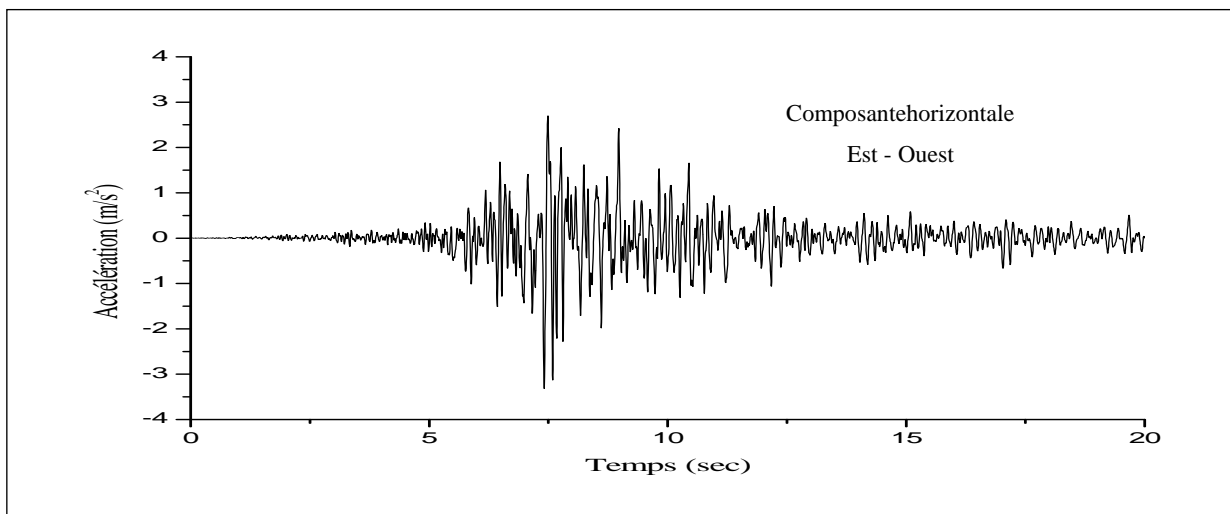


Figure 3 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003)

### VI.VI.I Réponse sismique du barrage dans le cas linéaire :

#### VI.II Variation des déplacements :

La réponse du barrage à l'excitation sismique est représentée dans la figure 4, on remarque une déformation latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur de  $u_{\max} = 8$  cm.

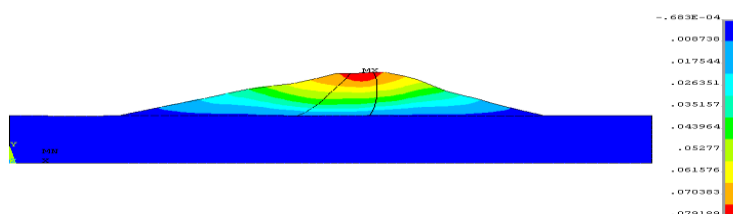
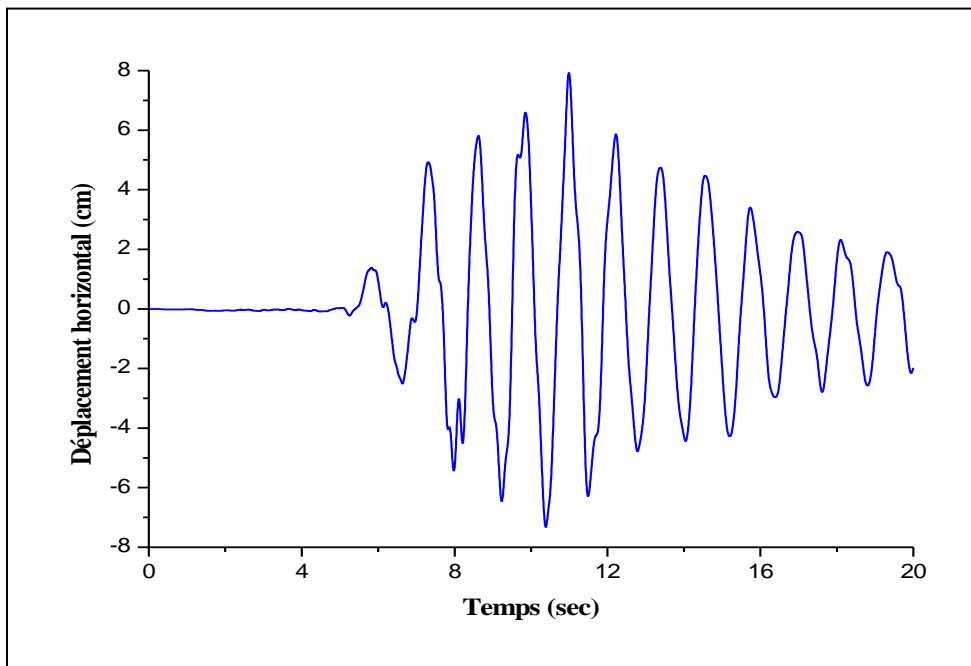
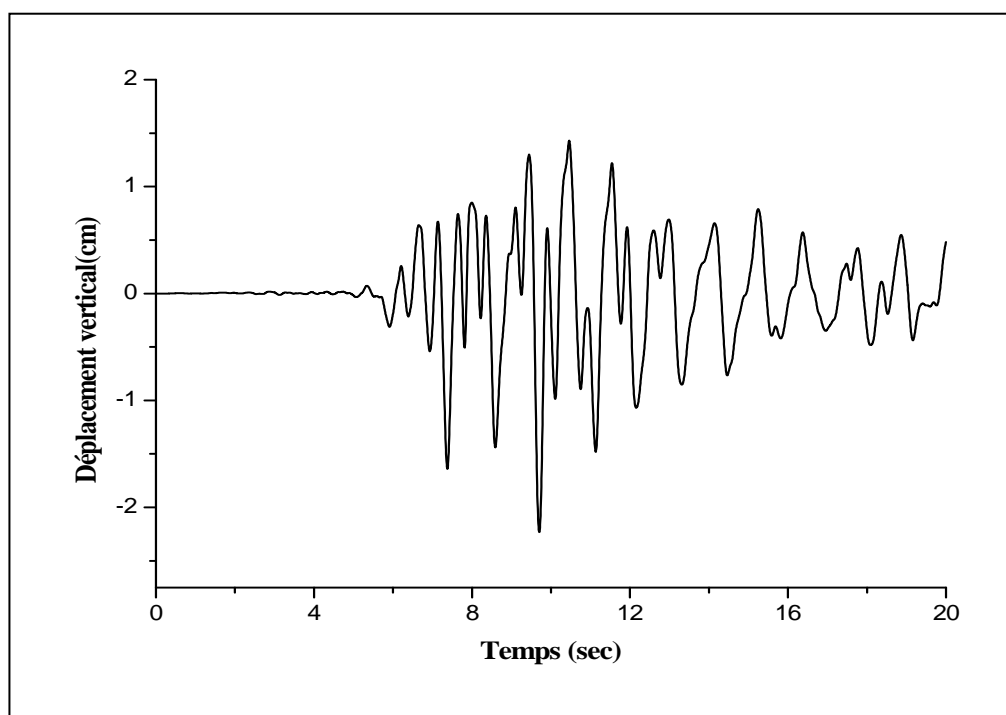


Figure 4 : Contours nodaux de déplacement (m) dans la direction horizontale pour le barrage.

Les figures 5 et 6 e représentent les déplacements en fonction du temps dans la direction horizontale et verticale à la crête du barrage. On peut observer que l'amplification est négligeable à la fondation tandis qu'elle augmente en allant vers la crête du barrage.



**Figure5:** Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage.



**Figure6 :** Variation des déplacements verticaux à la crête du barrage.

### VI.VI.III Variation des contraintes :

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage est représentée dans les figures 7, 8 et 9. Les contraintes diminuent en s'éloignant de la base de la fondation du barrage.

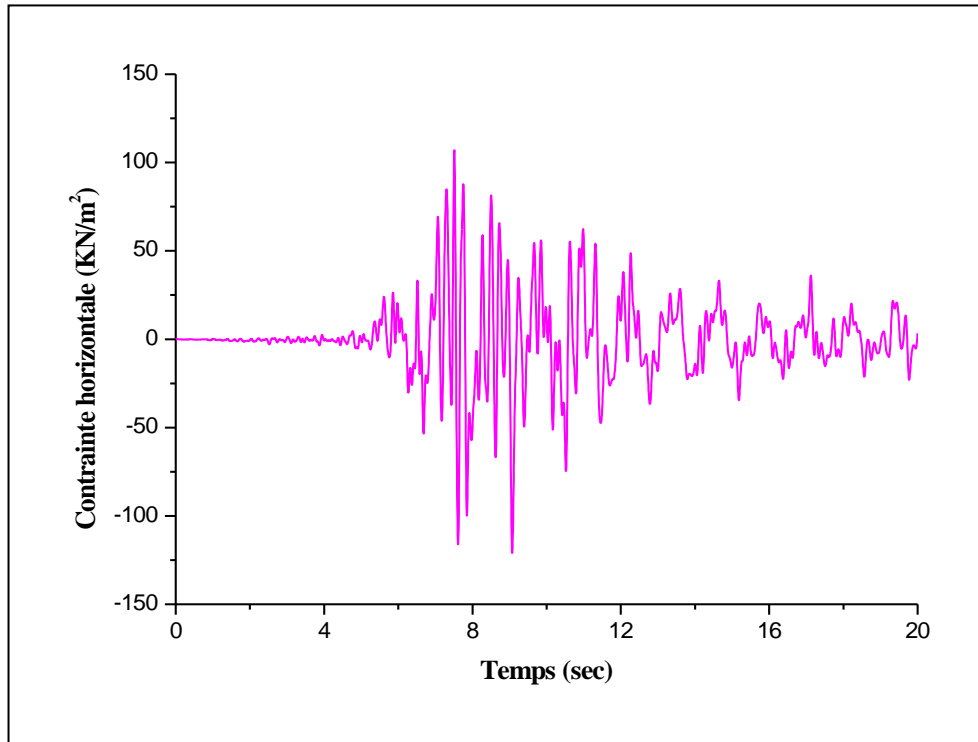


Figure7 : Variation des contraintes horizontales à la base du barrage.

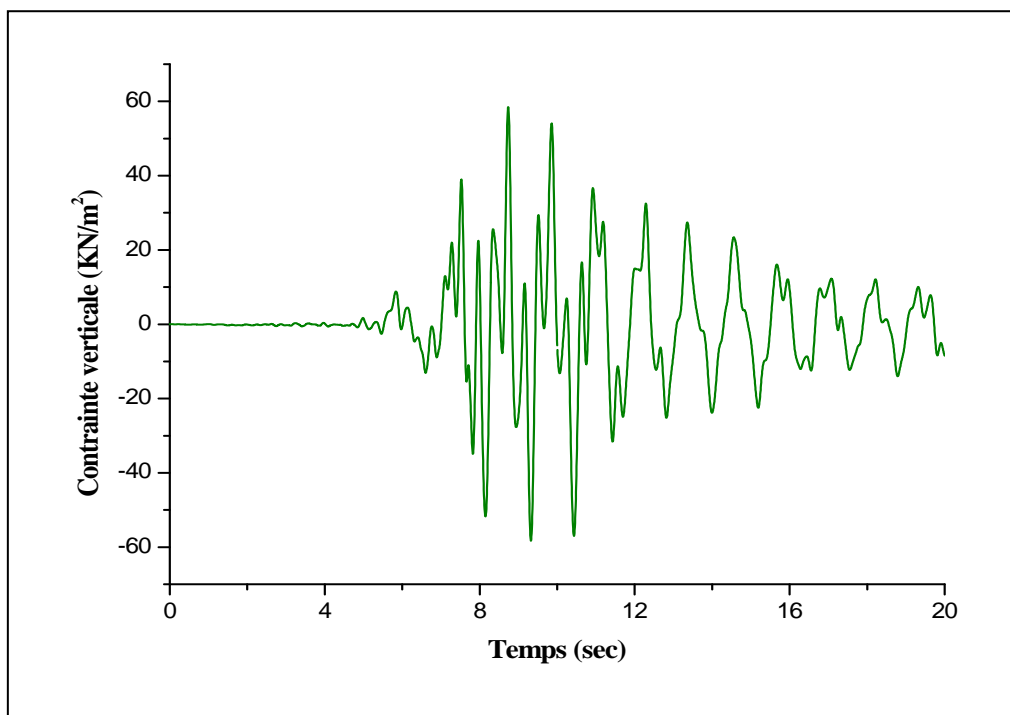


Figure 8 : Variation des contraintes verticales à la base du barrage.

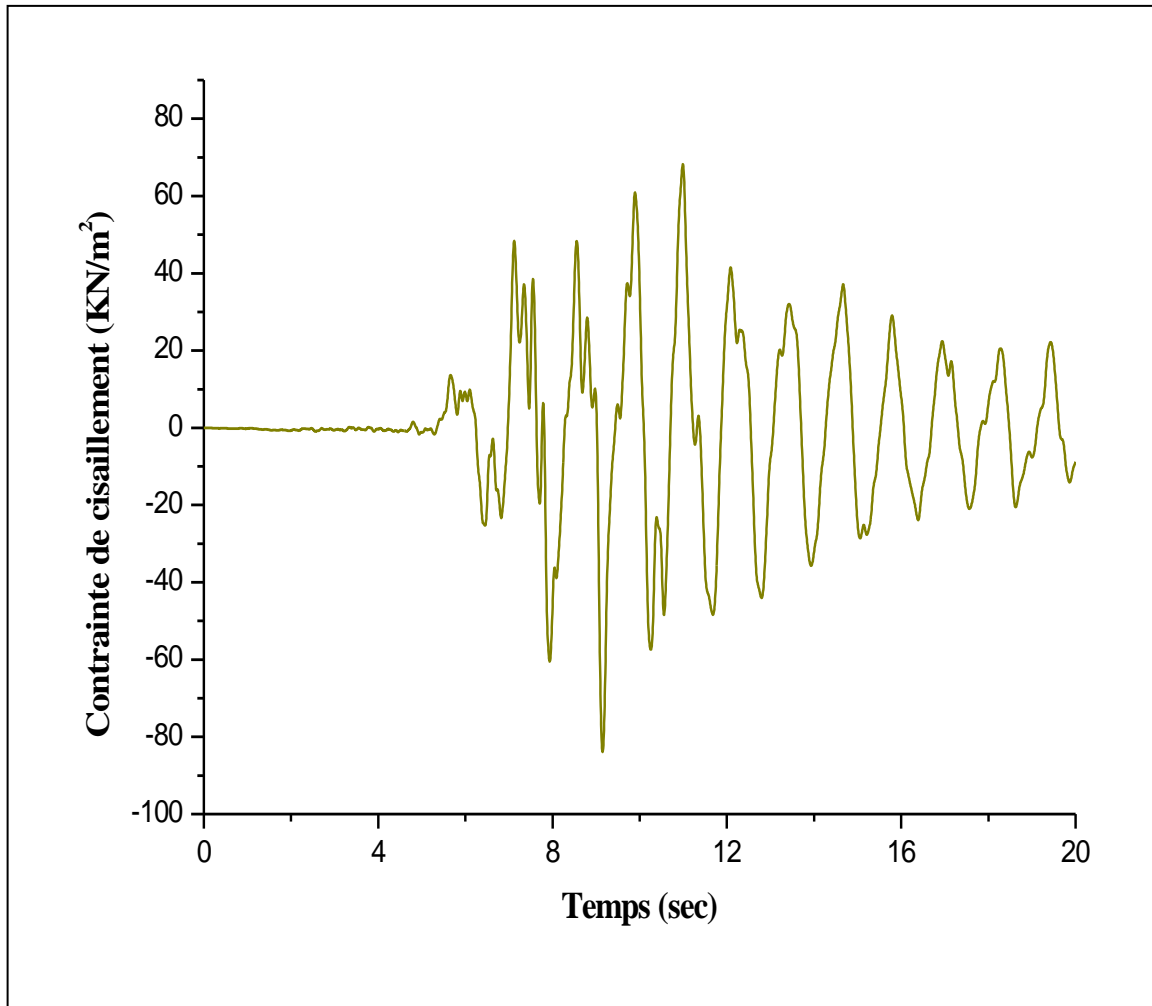


Figure 9 : Variation des contraintes de cisaillement à la base du barrage.

**VI.VII.I Influence de la rigidité :**

**VII.II Influence de la rigidité des recharges amont et aval et de la fondation :**

Pour étudier l'influence de la rigidité des recharges amont et aval et de la fondation, on prend en considération les valeurs indiquées dans le tableau 3.

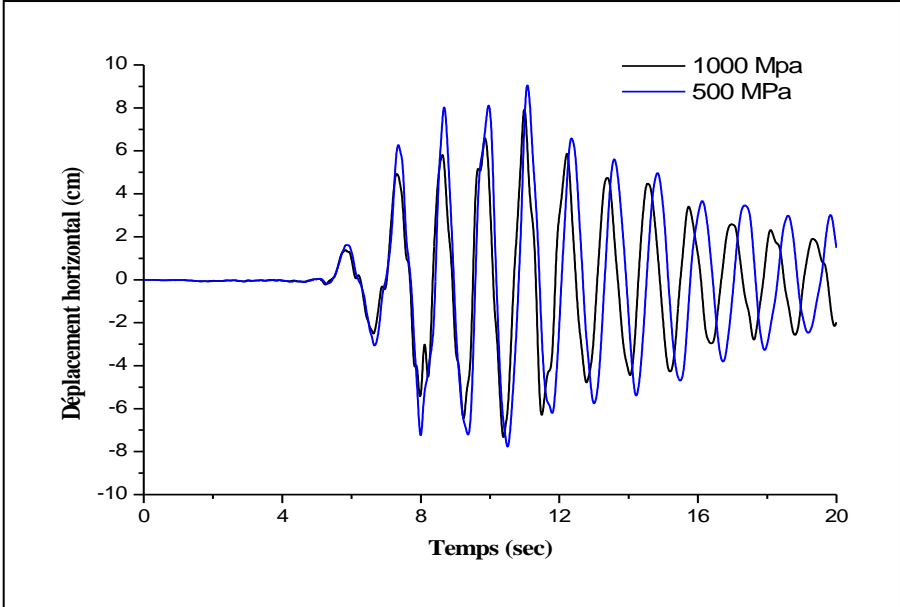
<b>rigidité des recharges amont et aval</b>	Mpa	30	60
<b>rigidité de la fondation</b>		500	1000

Tableau 3 : Valeurs de la rigidité pour des recharges amont et aval et de la fondation.

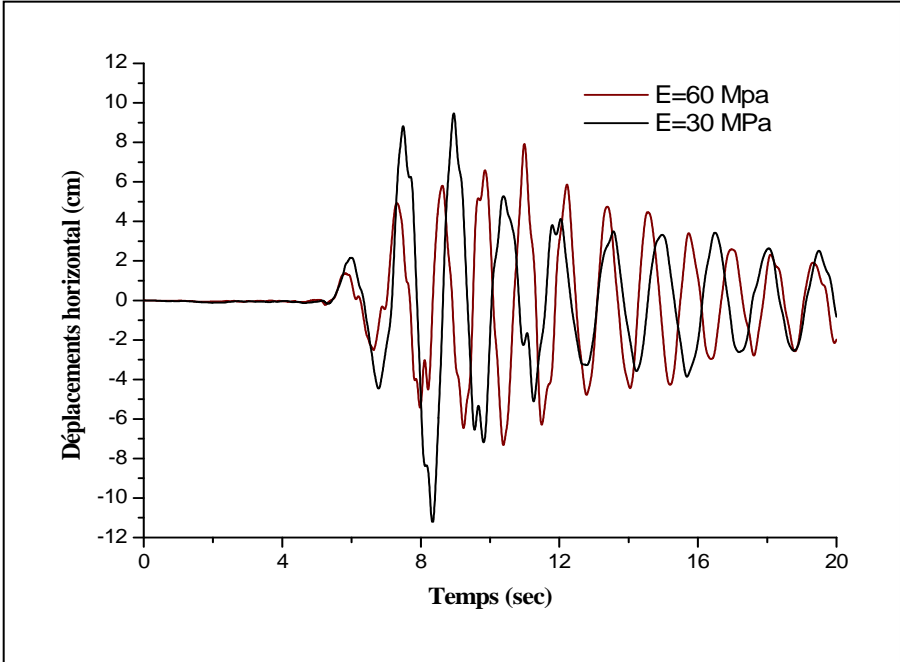
En analysant les figures 10 et 11, on remarque :

La diminution de la rigidité de la fondation et des recharges amont et aval implique une augmentation des déplacements horizontaux à la crête du barrage et en s'éloignant de la crête,

on aura une diminution considérable des déplacements horizontaux, donc quand la fondation est flexible, on a une augmentation des déplacements horizontaux dans le barrage.  
Si la rigidité des recharges amont et aval diminue on aura une augmentation importante des déplacements horizontaux dans le corps du barrage.



**Figure 10 :** Influence de la rigidité de la fondation sur la distribution du déplacement horizontal à la crête du barrage.



**Figure 11 :** Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution du déplacement horizontal à la crête du barrage.

L'analyse dynamique prouve que le chargement sismique induit principalement le déplacement latéral, ce qui augmente avec la distance de la base du barrage. On observe le maximum près de la crête. Les propriétés mécaniques de la fondation (rigidité) affectent modérément la réponse dynamique, alors que ceux des recharges amont et aval affectent de manière significative la réponse du barrage.

## **Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons parlé du barrage en terre en introduction, nous évoqué que le séisme est le principal danger pour ce type de barrage. Les facteurs tels que les caractéristiques de barrage, les conditions de site, et caractéristiques de chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages.

Puis nous avons parlé de modélisation du système barrage-sol de fondation par éléments finis et puis nous avons mentionné analyse dynamique lequel à son tour, il est divisé en deux parties analyse modale et analyse transitoire et nous avons mentionné des réponses sismiques du barrage dans le cas linéaire lequel divisée en variation des déplacements et variation des contraintes.

Enfin, nous avons parlé d'influence de la rigidité et nous fixons influence de la rigidité des recharges amont et aval et de la fondation.

# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale :**

L'étude du comportement sismique des ouvrages hydrauliques a de tout temps été une préoccupation majeure des ingénieurs par le fait de la sensibilité du sujet. La réponse d'un barrage aux sollicitations sismiques compte tenu des interactions sol structure et structure fluide qui a fait l'objet par le passé de différentes études continue de susciter l'intérêt des chercheurs.

Le présent travail a porté justement sur une étude numérique de la réponse sismique d'un barrage en terre, basé sur la méthode des éléments finis, en l'occurrence le barrage de Taksebt à Tizi-Ouzou. Les interactions sol structure et structure fluide sont simultanément traitées.

Les résultats obtenus montrent que :

-L'analyse dynamique montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête de barrage. En plus, on a une amplification des contraintes à la base du barrage.

-La rigidité des recharges amont et aval et de la fondation influe d'une façon considérable la distribution des déplacements dans le barrage, et la diminution de leurs rigidités tend à augmenter les déplacements dans le barrage.

En perspective, nous suggérons, la prise en compte de l'effet de la pression porale, et l'effet de l'interaction réservoir-barrage-fondation.

# **Références bibliographiques**

Robin Fell, Patrick MacGregor, David Staple and Graeme Bell (2005). Geotechnical engineering of dams. A.A. BALKEMAPUBLISHERS Leiden/London/New York/Philadelphia/Singapore.

ANCOLD (1998). Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Commintute on Large dams, Melbourne.

US Corps of Engineers (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. Miscellaneous Paper GL84-13.

New mark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. 5th Rankine lecture, Geotechnique, vol.15, No.2, 139-160.

R. Ziaie Moayed and M.F. Ramzanpour (2008). Seismic behavior of zoned core embankment dam. EJGE. Vol, 13, Bund. A.

Seed, H.B., (1979). "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.

GIGB (ICOLD) (1986). Méthodes de calcul sismique pour barrages, Bulletin 52.

Kawai.T. (1985). Summary report on the development of the computer program DIANADynamic interaction approuch and non linear analysis, Science University of Tokyo.

Swanson (1992). A computer program designed by Swanson analysis system, Inc.

Cundull, P (1993). Flaclagrangian analysis of continua. ITASCA.

Jean-Pierre MAGNAN, Philippe MESTAT. Lois de comportement et modélisation des sols. Technique d'ingénieur, traité construction, volume C218. REFERENCES 131

Olivier COUSSY (1991). Mécanique des milieux poreux. Editions technip-Paris.

ALONSOE.E. GENSA. JOSA A. A (1990). constitutive model for partially saturated soils, geotechnics, vol.40 n°3, p.405-430.

Olivier COUSSY. Jean-Marie FLEUREAU (2002). Mécanique des sols non saturés. Editions. Lavoisier.

LYSMER J. (1978). Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCEConference on soil dynamics and earthquake engineering.

IDRISS J.M and KENNEDY R.P (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for Nuclear Power Plants-Report by the Ad Hoc Group soil structure interaction of the committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.

Alain-PECKER. Dynamique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

- S. Kőçőkaslan, S.B. Coskun, B. Taskin (2005). Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. *Journal of fluid and structure* 20 ,1073-1084.
- Alaa CHATEAUNEUF (2005). Comprendre éléments finis. Ellipses Edition Marketing S.A,
- AbdelghaniSeghir, Abdelkader Tahakourt (2007). Analyse dynamique des systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis, 7eme Colloque national AFPS. Ecolecentrale Paris.
- EvgenyBarkanov. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- Michel DYSLI (1997).Modélisation en contraintes-déformation, école polytechnique fédérale de Lausanne.
- Ouzandja, D., & Tiliouine, B. (2015). Effects of Dam-Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(11), 3047-3056.
- Ouzandja, D. (2017). Three-dimensional nonlinear seismic response of oued fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam-reservoir interaction interface.
- Ouzandja, D., Benkechida, F., Ouzandja, T., & BELHADED, H. Study of dynamic soil-structure interaction of concrete gravity dams. In *Proceeding of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Ouzandja, Djamel, Boualem Tiliouine, and Toufiq Ouzandja. "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams." *International Congress and Exhibition " Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"*. Springer, Cham, 2017.
- Ouzandja, D. (2016). Effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton (Doctoral dissertation).
- OUZANDJA, D., & MESSAAD, M. Effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.
- OUZANDJA, D., & TILIOUINE, B. Formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure: validation et étude paramétrique empirical formulas for computation of fundamental periods of soil-structure systems: validation and parametric study.
- Ouzandja, D., Tiliouine, B., & Ouzandja, T. Dynamic behavior analysis of concrete gravity dams analyse du comportement dynamique des barrages-poids en béton.
- OUZANDJA, D., & MESSAAD, M. Effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.

## **Résumé :**

La prévision de la réponse d'un barrage en terre pendant un séisme constitue un défi important. Les facteurs tels que les caractéristiques de barrage, les conditions de site, et caractéristiques de chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. Le comportement non linéaire des matériaux de sol, influence intensivement les réponses des barrages. Le progrès dans le secteur du calcul géotechnique offre des équipements intéressants pour l'analyse de la réponse de barrage en considérant les issues complexes telles que la plasticité des sol...etc. Ils nous permettent à suivre pendant le séisme l'évolution du mouvement de sol, la distribution de déformations et de contraintes, et aussi évaluent la distribution de la plasticité et vérifient la stabilité des barrages. L'analyse numérique conduit également à une analyse qui nous permettra de faire une recherche sur l'influence des paramètres principaux et aux stratégies de contrôle pour la conception et la construction des barrages.

**Mots clés :** barrage en terre, interaction sol-structure, réponse dynamique, comportement linéaire, comportement non linéaire, éléments finis, Ansys

## **Abstract:**

Predicting the response of an earthen dam during an earthquake is a tall order. Factors such as dam characteristics, site conditions and seismic load characteristics strongly affect the dynamic responses of dams. The nonlinear behavior of soil materials strongly influences the responses of dams. Progress in the field of geotechnical calculation offers interesting equipment for the analysis of the response of the dam by considering complex issues such as soil plasticity, etc. They make it possible to follow during the earthquake the evolution of ground movement, the distribution of deformations and stresses, and also to evaluate the distribution of plasticity and check the stability of the dams. The numerical analysis also leads to an analysis that will allow us to research the influence of the main parameters and control strategies for the design and construction of dams.

**Key words:** earth dam, soil-structure interaction, dynamic response, linear behavior, nonlinear behavior, finite elements, Ansys.

## ملخص:

يُعد توقع استجابة السد الترابي أثناء الزلزال تحديًا كبيرًا. تؤثر عوامل مثل خصائص السدود وظروف الموقع وخصائص التحميل الزلزالي بشدة على الاستجابات الديناميكية للسدود. يؤثر السلوك غير الخطي لمواد التربة بشكل مكثف على استجابات السدود. يقدم التقدم في مجال الحساب الجيوتقني معدات مثيرة للاهتمام لتحليل استجابة السد من خلال النظر في القضايا المعقدة مثل مرونة التربة ... إلخ. إنها تسمح لنا بمتابعة تطور حركة الأرض أثناء الزلزال ، وتوزيع السلالات والضغوط ، وكذلك تقييم توزيع اللدونة والتحقق من ثبات السدود. يؤدي التحليل العددي أيضًا إلى تحليل يسمح لنا بإجراء بحث حول تأثير المعلمات الرئيسية واستراتيجيات التحكم في تصميم وبناء السدود. الكلمات المفتاحية: السد الترابي ، تفاعل بنية التربة ، الاستجابة الديناميكية ، السلوك الخطي ، السلوك غير الخطي ، العناصر المحدودة ، Ansys