

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

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE
N° :



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNIQUE
FILIERE : GENIE CIVILE
OPTION : STRUCTURE

Mémoire Présenté Pour L'obtention
Du Diplôme De Master
Thème :

**Analyse sismique des systèmes d'interaction
barrage-fondation**

Dirigé par :

Mr : OUZANDJA Djamel

Présenté par :

SALAH ALI

ZALAMI CHEMS EDDIN

Année universitaire : 2021 /2022

Remerciements

Tout d'abord, je remercie – هلا - le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années d'études.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mes sincères remerciements à Mr. OUZANDJA DJAMEL, professeur à l'université Mohamed Boudiaf, pour avoir dirigé ce travail, pour ses grandes compétences scientifiques ainsi que pour ses conseils, ses remarques toujours constructives.

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 soutenue de près ou de loin.

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes parents,

Surtout à ma mère pour son soutien morale

Et d'être la lumière de ma vie

A mes frères Abdel Malek et Ammar et Aymen

A mes sœurs Saida et Ikram et Basma et Yousra

A tous mes collègues

A ceux qui m'aiment et que j'ai oublié de citer

ALI

Dédicace

**Je dédie ce mémoire à mes parents,
Surtout à ma mère pour son soutien morale
Et d'être la lumière de ma vie
A mes frères Akram et Islam
A mes sœurs Djodjo
A tous mes collègues
A ceux qui m'aiment et que j'ai oublié de citer**

CHEMS EDDINE

Résumé

L'analyse de la stabilité des barrages soumis à des charges sismiques est très complexe. L'un des problèmes les plus importants dans l'évaluation du comportement sismique des barrages-poids en béton est le phénomène d'interaction sol-structure. Dans cette étude, nous étudions l'effet de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique des barrages-poids en béton. A cet effet, deux modèles d'éléments finis à deux dimensions (2D) sont générés à l'aide du logiciel ANSYS. Le premier modèle représente le barrage seul, qui est fixe à sa base (modèle sans ISS). Le deuxième modèle illustre le système couplé barrage-fondation (modèle avec ISS). Le barrage-poids en béton de l'Oued Fodda, situé au nord-ouest de l'Algérie, est choisi dans la présente étude. L'eau du réservoir est modélisée à l'aide de l'approche de Westergaard. Selon l'analyse par éléments finis, les résultats numériques montrent que la prise en compte du phénomène d'interaction sol-structure augmente plus les déplacements et les contraintes dans le corps du barrage. Par conséquent, il devient impératif d'effectuer l'analyse de l'interaction sol-structure pour les structures massives telles que les barrages en béton afin d'évaluer leur stabilité sismique.

Mots clés: Barrage-poids en béton, interaction dynamique sol-structure, réponse sismique, méthode des éléments finis

Abstract:

The stability analysis of the dams subjected to seismic loads is very complex. One of the most important problems in evaluation of seismic behavior of concrete gravity dams is soil-structure interaction phenomenon. In this study, we study the effect of soil-structure interaction (SSI) on seismic response of concrete gravity dams. For this purpose, two finite element models in two-dimensional (2D) using ANSYS software are generated. The first model represents the dam alone, which is fixed at its bottom base (model without SSI). The second model illustrates the dam-foundation rock coupled system (model with SSI). Oued Fodda concrete gravity dam, located in the north-west of Algeria, is chosen in the present study. Reservoir water is modeled using Westergaard approach. According to finite element analyses, numerical results show that taking into account of soil-structure interaction phenomenon increase more displacements and stresses in the dam body. Therefore, it is becomes imperative to carry out the soil-structure interaction analysis for massive structures such as concrete dams in order to evaluate their seismic stability.

Keywords: Concrete Gravity dam, dynamic soil-structure interaction, seismic response, finite element method

CHAPITRE 01 : GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES	2
1.1- DÉFINITION	2
1.2- HISTOIRE DES BARRAGES	2
1.3- LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES	3
1.3.1- Barrages en béton	3
1.3.2- Barrages en remblais	7
1.3.3- Barrages en mobiles	10
1.4- LES EXEMPLES DE GRANDS BARRAGES DANS LE MONDE.....	13
1.5- L'UTILISATION DES BARRAGES	13
1.6- CLASSIFICATION DES BARRAGES	14
1.7- CHOIX DU SITE DU BARRAGE	14
1.8- AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON	14
1.8.1- Barrages poids:	15
1.8.2- Barrages à contrefort Ou multi-voûtes	15
1.8.3- Barrages voûtes	15
1.9- CONCLUSION	16
CHAPITRE 02 : INTERACTION SOL-STRUCTURE	17
2.1- INTRODUCTION	17
2.2- OBJECTIF DES ANALYSES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE	18
2.3- GÉNÉRALITÉS.....	19
2.4- NOTION D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	19
2.5- ÉTUDE DU PROBLÈME D'INTERACTION SOL STRUCTURE.....	19
2.5.1- Formulation d'un problème d'interaction	20
2.5.2- Mouvement du sol en champ libre	21
2.6- ILLUSTRATION DE L'EFFET DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE.....	22
2.6.1- Model analogique simplifie.....	22
2.6.2- Influence de l'interaction sol structure	23
2.7- LES EFFETS DE L'ISS	23
2.8- LES PHÉNOMÈNES PHYSIQUES DUS À L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	24
2.8.1- Interaction cinématique et interaction inertielle	24
2.8.2- L'amortissement radiatif	25
2.9- MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	25
2.9.1- Méthodes directes (globales):.....	26
2.9.2- Méthodes de sous-structures:	26
2.9.3- Méthodes hybrides	31
2.10- CONCLUSION	32
CHAPITRE 03 : INTERACTION FLUIDE STRUCTURE	32
3.1- INTRODUCTION	32
3.2- COUPLAGE FLUIDE-STRUCTURE À L'AIDE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS	33
3.2.1- Système couplé fluide-structure	34
3.2.2- Équation du mouvement:.....	35
3.2.3- Modèle de l'analyse directe dans le domaine Temporel:	40
3.2.4- Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de Réservoir	42

3.3- MÉTHODE DE COUPLAGE ÉLÉMENTS FINIS-ÉLÉMENTS INFINIS.....	45
3.3.1- Représentation des éléments infinis	46
3.3.2- Problème des Vibrations libres	49
3.4- CONCLUSION	50

CHAPITRE 04: APPLICATION NÉMURIQUE

4.1- INTRODUCTION.....	51
4.2- PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	51
4.3- PROFILE DU BARRAGE.....	52
4.4- MODÉLISATION DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION PAR ÉLÉMENTS FINIS .	54
4.5- ANALYSE SISMIQUE ET RÉSULTATS.....	55
4.5.1- Réponse sismique du barrage de l'Oued Fodda	55

Liste de Figure

CHAPITRE 01 : Généralités Sur Les barrages

FIGURE 1.1: BARRAGE-POIDS.....	3
FIGURE 1.2: BARRAGE DE BLUESTONE	3
FIGURE 1.3: BARRAGE VOUTE	4
FIGURE 1.4: BARRAGE DE MEDIAS	5
FIGURE 1.5: BARRAGE MULTI-VOUTE	6
FIGURE 1.6: LE BARRAGE DANIEL-JOHNSON AU QUEBEC, CANADA.....	6
FIGURE 1.7: BARRAGE DE TABELLOUT JIJEL- ALGERIE	7
FIGURE 1.8: BARRAGE A MASQUE AMONT	8
FIGURE 1.9: BARRAGE ZONE	9
FIGURE 1.10: BARRAGE EN TERRE HOMOGENE	9
FIGURE 1.11: BARRAGE A AIGUILLES	10
FIGURE 1.12: BARRAGES MOBILES A BATTANT {AXE VERTICAL}.....	11
FIGURE 1.13: BARRAGES MOBILES A BATTANT {AXE HORIZONTAL}.....	12
FIGURE 1.14: BARRAGE MOBILE A CLAPETS	13

CHAPITRE 02: Interaction Sol-Structure

Figure 2.1 : Schématisation de l'interaction sol-structure [GAZETAS et MYLONAKIS, 1998].....	18
Figure 2.2 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	20
Figure 2.3 : Accélération en champ libre.....	21
Figure 2.4 : Modèle analogique simplifié d'interaction sol-structure.....	22
Figure 2.5 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS	23
Figure 2.6 : Principe de décomposition de l'interaction sol-structure.....	24
Figure 2.7 : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis ...	25
Figure 2.8 : Méthode des sous-structures : Méthode de frontière.....	27

Figure 2.9 : Théorème de superposition de KAUSEL.....	29
Figure 2.10 : Méthode des sous-structures : Méthode de volume	30
Figure 2.11 : Méthode Hybride	31
CHAPITRE 03: Interaction Fluid-Structure	
Figure 3.1 : Barrage-réservoir.....	32
Figure 3.2 : Géométrie du réservoir - notations des bords	35
Figure 3.3 : Fluctuations de surface libre.....	37
Figure 3.4 : Conditions aux limites sur le fond	39
Figure 3.5 : Présentation du système barrage-réservoir	41
Figure 3.6 : Le système barrage-réservoir	43
Figure 3.7 : Transformation géométrique de l'élément semi-infini	47
Figure 3.8 : Maillage du barrage et du réservoir.....	48
CHAPITRE 04: Application Numérique	
Figure 4.1 : barrage-poids en béton d'Oued Fodda	51
Figure 4.2 : Situation géographique du barrage de l'Oued Fodda	51
Figure 4.3: Profile du barrage de l'Oued Fodda	52
Figure 4.4 : Modèle d'éléments finis du barrage seul.....	53
Figure 4.5 : Modèle d'éléments finis du système couplé barrage-fondation	54
Figure 4.6 : Enregistrements du séisme de Boumerdes de 2003.....	55
Figure 4.7 : Variation du déplacement horizontal à la crête du barrage pour le modèle sans ISS et le modèle avec ISS	56
Figure 4.8 : Contours du déplacement horizontal maximal du barrage	56
Figure 4.9 : Contours des contraintes principales maximales de traction du barrage	57
Figure 4.10 : Contours des contraintes principales maximales de compression du barrage	57
Figure 4.11 : Contours de l'intensité des contraintes maximales du barrage	58
Figure 1.12 : Contours de déformation principale maximale de traction du barrage	58
Figure 4.13 : Contours d'intensité de déformation maximale du barrage	59

Introduction Général :

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence, il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes. Les modèles numériques développés doivent conduire à une évaluation fiable et efficiente des déformations et des contraintes dynamiques induites dans les corps des barrages, compte tenu des interactions sismiques sol- structure et fluide-structure.

Les problèmes d'interaction fluide-structure-sol peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en béton sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe.

Le présent travail dans ce mémoire a pour objet d'étudier l'effet l'interaction sol-structure sur réponse dynamique des barrages poids en béton. A cet effet, deux modèles d'éléments finis à deux dimensions (2D) sont générés à l'aide du logiciel ANSYS. Le premier modèle représente le barrage seul, qui est fixe à sa base (modèle sans ISS). Le deuxième modèle illustre le système couplé barrage-fondation (modèle avec ISS). Le barrage-poids en béton de Oued Fodda, situé au nord-ouest de l'Algérie, est choisi dans la présente étude. Le fluide du réservoir est représenté par une masse ajoutée en utilisant l'approche Westergaard. Différentes types d'analyses ont été mené sur le barrage on citera; l'analyse modale et l'analyse dynamique. Les modèles numériques développés doivent conduire à une évaluation fiable et efficiente des déformations et des contraintes dynamiques induites dans les corps des barrages, compte tenu de l'interaction sol-structure.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, on commence tout d'abord par une définition de tous les types de barrage et on s'attardera sur les barrages en béton. Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes d'interaction sol-structure. Le troisième chapitre définira le phénomène d'interaction fluide-structure. Dans le dernier chapitre des simulations ont été réalisées sur le système barrage-fondation (barrage poids de Oued Fodda) par le code de calcul ANSYS, les différents résultats obtenus ont été ensuite interprétés. Le mémoire est clôturé par une conclusion qui retrace les grandes lignes du travail effectué et souligne les différents résultats obtenus tant du point de vue formulation et modélisation que du point de vue comportement dynamique des systèmes couplés barrage-fondation.

Chapitre 01 : Généralités Sur Les barrages

1.1- Définition :

Un barrage est un « ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie" et une digue est un "ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours. » Ces termes de barrages et de digues ne sont pas sans ambiguïté ; le terme de digue est parfois utilisé pour de petits barrages réalisés en remblai. Les berges des canaux ou cours d'eau canalisés peuvent constituer des digues parfois assez hautes. Par ailleurs, il n'y pas de seuils uniformes caractérisant ces ouvrages, ce qui crée une large incertitude pour définir l'ensemble des ouvrages concernés par ce rapport. Si les barrages sont généralement construits en barrant un cours d'eau, il existe également des ouvrages construits pour stocker de l'eau de ruissellement d'un talweg en créant une « retenue collinaire » ainsi que des ouvrages situés hors d'un lit majeur, et se remplissant par pompage ou par dérivation d'un cours d'eau. En principe, un barrage n'est jamais noyé ou a été conçu pour le rester ; ce n'est pas le cas des seuils qui peuvent être noyés ou dénoyés selon le débit de la rivière ou des digues, dont on dit alors qu'elles sont des digues submersibles. Il existe des ouvrages qui sont prévus pour rester secs la plupart du temps, comme les ouvrages d'écrêtement des crues ou les digues de protection contre les crues. Ces ouvrages présentent néanmoins des risques ; mais un « talus » routier ou ferroviaire est "autre chose" qu'un barrage ou une digue. (M. Christian KERT (Le 9 juillet 2008))

1.2- Histoire des barrages :

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures) mais c'est au Moyen Âge qu'ils se sont fortement développés en Europe pour alimenter les moulins à eau .Il semble qu'ils aient parfois pu s'appuyer sur des sédiments accumulés en amont d'embâcles naturels, ou sur les lieux de barrages de castors dont la toponymie conserve des traces. Les cartes anciennes, de Cassini par exemple, portent témoignage des nombreux barrages de petites rivières faits par les paysans ou les moines locaux, pour conserver l'eau et y élever du poisson ou pour le rouissage du lin ou du chanvre.

En conservant des volumes d'eau et une hauteur d'eau plus importante en saison sèche, ces barrages ont également pu tamponner les fluctuations estivales des nappes (car toutes choses égales par ailleurs, c'est la hauteur d'eau qui contrôle la vitesse de percolation, Loi de Darcy).

1.3- Les différents types de barrages :

1.3.1- Barrages en béton :

1.3.1.1- Barrages poids :

Un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangle. On compte deux grandes familles de barrage-poids, les barrages poids- béton, et les barrages en remblais (ces derniers n'étant d'ailleurs généralement pas qualifiés de barrage-poids, mais de barrage en remblais).

Même si les barrages voûtes ou à contrefort nécessitent moins de matériaux que les barrages poids, ces derniers sont encore très utilisés de nos jours. Le barrage-poids en béton est choisi lorsque le rocher du site (vallée, rives) est suffisamment résistant pour supporter un tel ouvrage (sinon, on recourt aux barrages en remblais), et lorsque les conditions pour construire un barrage voûte ne sont pas réunies. Le choix de latechnique est donc d'abord géologique : une assez bonne

fondation rocheuse est nécessaire. Mais il faut également disposer des matériaux de construction (granulats, ciment) à proximité.

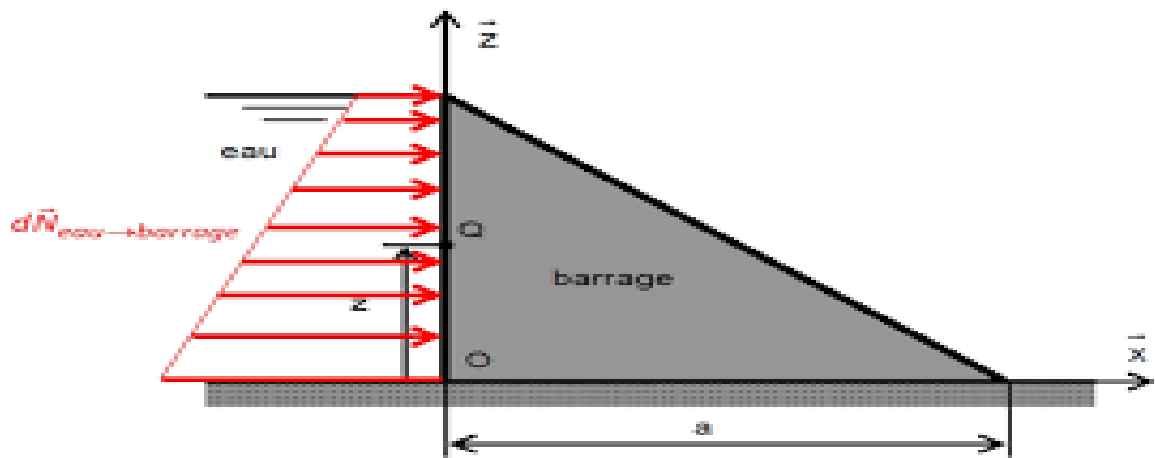


Figure 1.1 : Barrage-poids



Figure 1.2 : barrage de Bluestone

La technologie des barrage-poids a évolué. Jusqu'au début du XX^e siècle (1920- 1930), les barrages poids étaient construits en maçonnerie (il existe beaucoup de barrages de ce type en France, notamment pour l'alimentation en eau des voies navigables). Plus-tard, c'est le béton conventionnel qui s'est imposé.

Depuis 1978, une nouvelle technique s'est substituée au béton conventionnel. Il s'agit du béton compacté au rouleau. C'est un béton (granulats, sable, ciment, eau) avec peu d'eau, qui a une consistance granulaire et pas liquide. Il se met en place comme un remblai, avec des engins de terrassement. Il présente le principal avantage d'être beaucoup moins cher que le béton classique.

1.3.1.2- Barrages voûtes :

La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée au moyen d'un mur de béton arqué horizontalement, et parfois verticalement (on la qualifie alors de voûte à double courbure).

La technique de barrage-voûte nécessite une vallée plutôt étroite (même si des barrages voûtes ont été parfois construits dans des vallées assez larges, poussant cette technologie à ses limites) et un bon rocher de fondation. Même lorsque ces conditions sont réunies, le barrage-voûte est aujourd'hui souvent concurrencé par les barrages- poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être davantage mécanisée. Par le peu de matière utilisée, c'est évidemment une technique très satisfaisante économiquement.

La voûte est considérée comme le plus sûr des barrages. Malpasset (au-dessus de Fréjus, le 2 décembre 1959) est le seul cas connu de rupture d'un barrage-voûte (c'est la fondation et non pas le barrage lui-même qui n'a pas supporté les efforts appliqués par la retenue). On rencontre aussi des barrages avec plusieurs voûtes comme le barrage de l'Hongrin en Suisse.

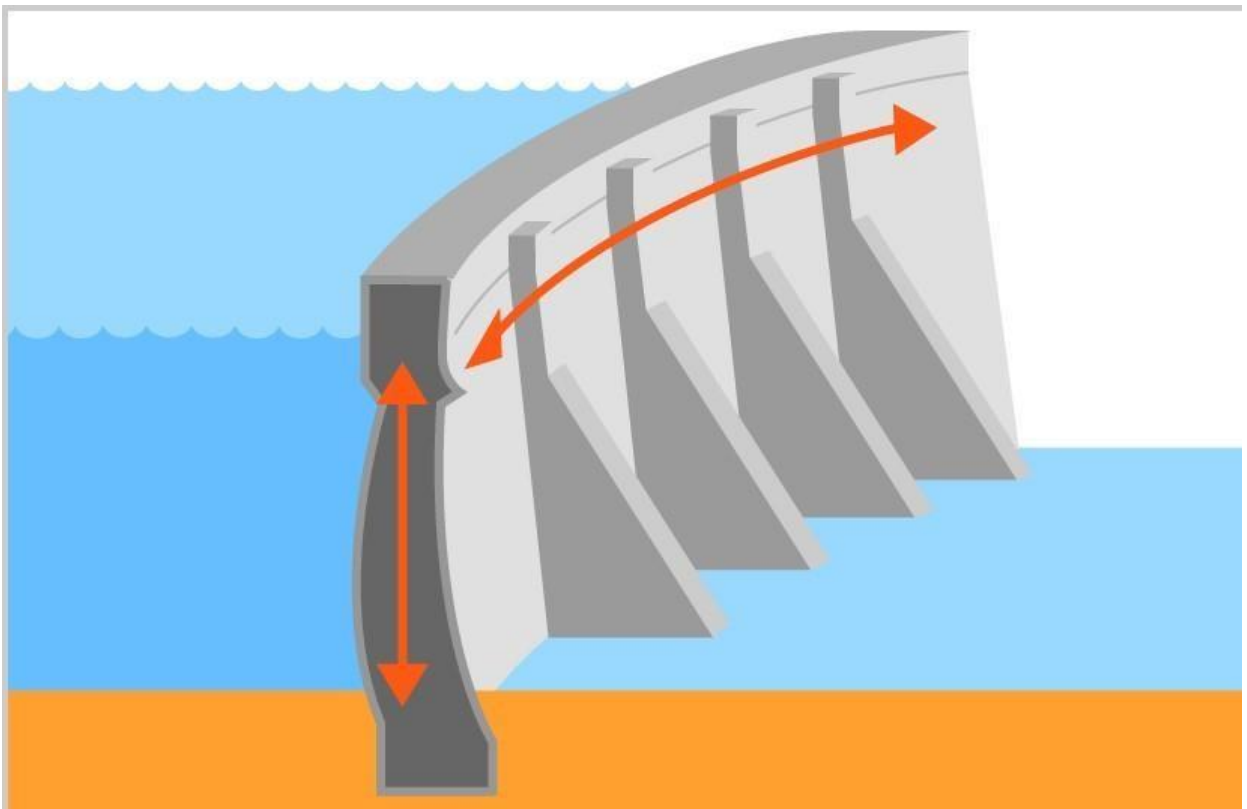


Figure 1.3 : barrage voûte



Figure 1.4 : barrage de Médias

1.3.1.3- Barrages à contreforts ou multi-voûtes :

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux. Le mur plat ou multi-voûtes en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives. Un des exemples le plus important de ce type est le barrage Daniel-Johnson au Québec, Canada. (Anonyme (12/06/2011)).

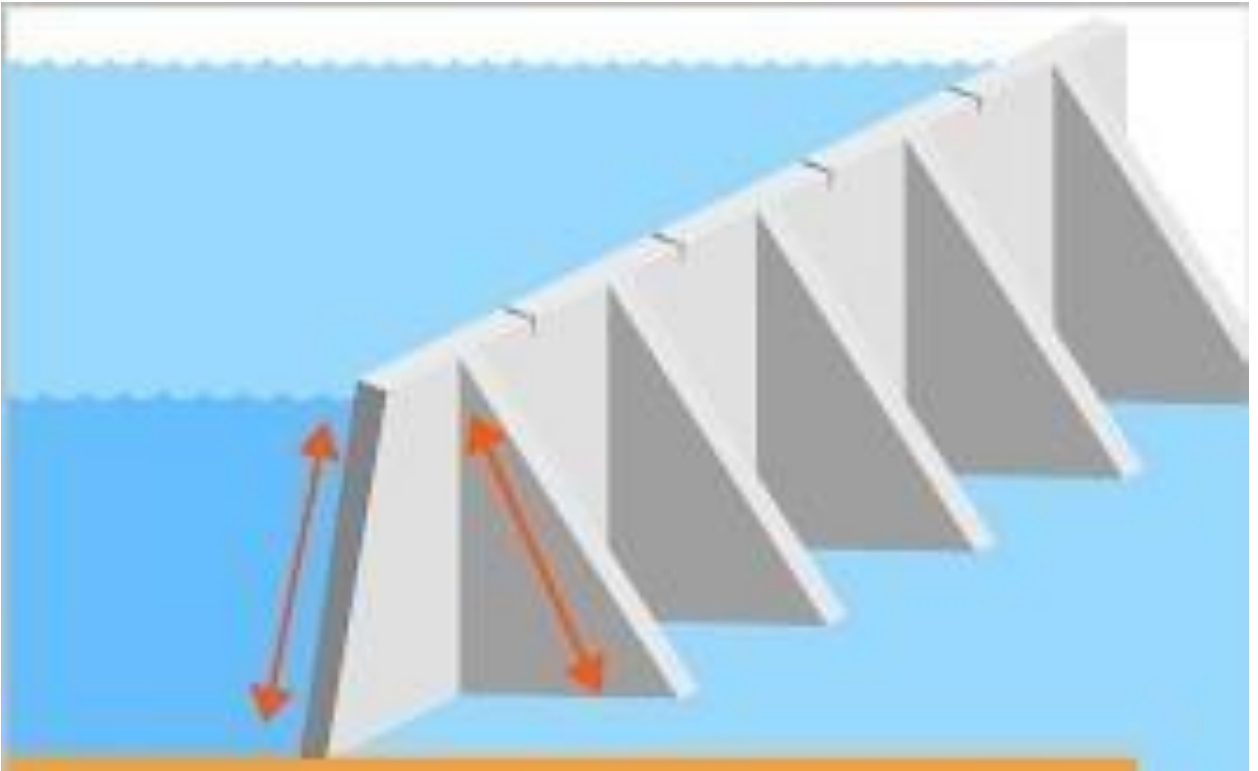


Figure 1.5 : barrage multi-voûte



Figure 1.6 : le barrage Daniel-Johnson au Québec, Canada.

Barrage en BCR :

Les plus récents sont en béton compacté au rouleau (BCR) : le barrage est construit par couches successives mises en place par des engins de terrassement et compactées avant de passer à la couche suivante. Les barrages sont ainsi construits très rapidement, ce qui apporte pour les chantiers un intérêt économique certain.



Figure 1.7 : barrage de Tabellout Jijel- Algérie

1.3.2- Barrages en remblais :

1.3.2.1- Les barrages à masque amont :

Ce sont des barrages en enrochements. Ils existent dans des sites où aucune terre n'est disponible mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton.

Les barrages à masque amont étanche sont constitués d'un remblai plus au moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau de réservoir. Il est complété en pied par une paroi moulée d'étanchéité pour limiter le débit de fuite.

Le masque est réalisé en béton avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géo membranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides. (A. Lila (2012)).

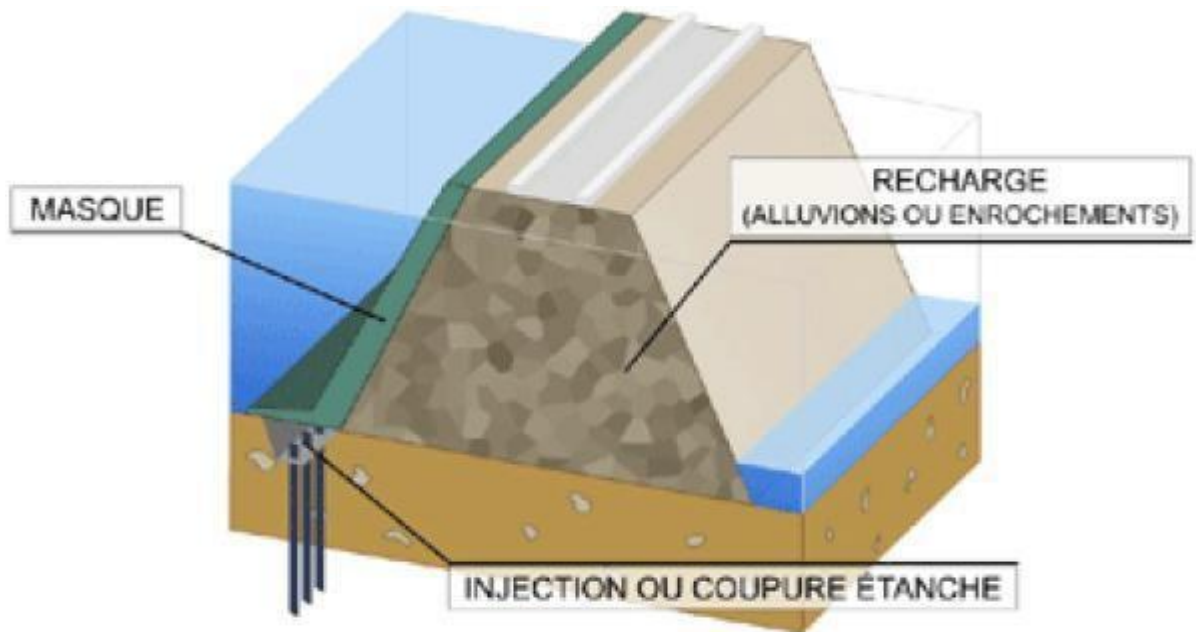


Figure 1.8 : barrage à masque amont

1.3.2.2- Les barrages zonés avec un noyau :

Les barrages zonés, sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des Matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site.

Le noyau imperméable constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte portion en matériaux fins lui conférant une faible perméabilité. Lorsque ce matériau est introuvable sur le site, on peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couches de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté. Ils assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapides. (A. Lila (2012)).

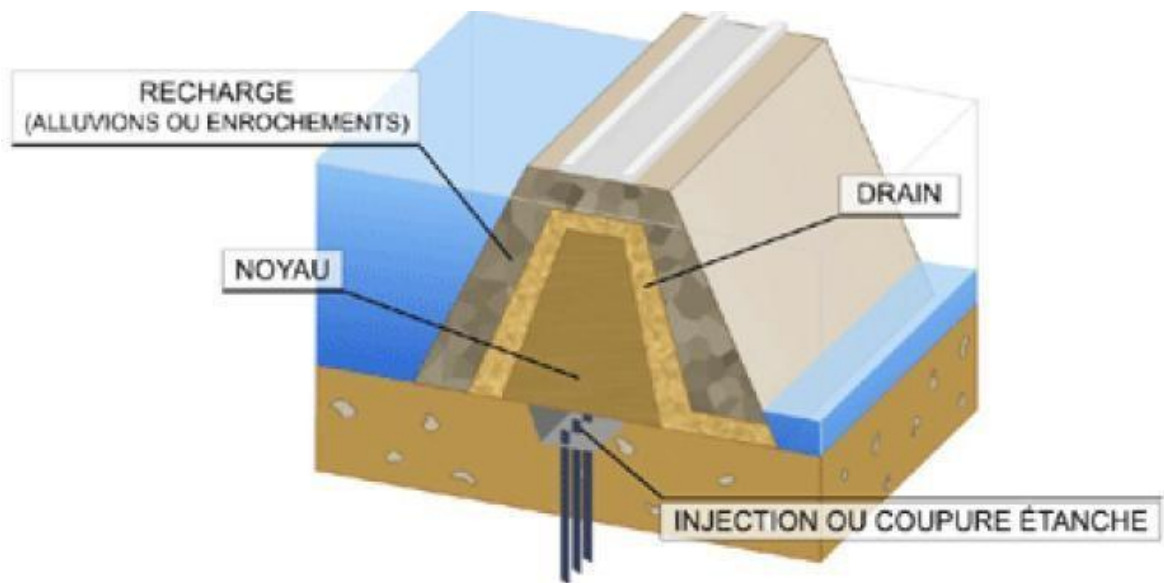


Figure 1.9 : barrage zoné

1.3.2.3- Les barrages en terre homogène :

Les barrages en terre homogène sont des digues en remblai constituées d'un seul Matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance, La terre est généralement mise en place par compactage.

Ce type de barrages est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable. De Conception rustique, ils ont une grande emprise au sol, n'engendrent que peu de contraintes, s'accompagnent en fondation de faibles gradients d'écoulement et peuvent accepter des tassements de la fondation. Par contre, ils ne supportent pas bien les variations rapides du plan d'eau et ne supportent pas ou très peu la submersion par-dessus la crête. (A. Lila (2012)).

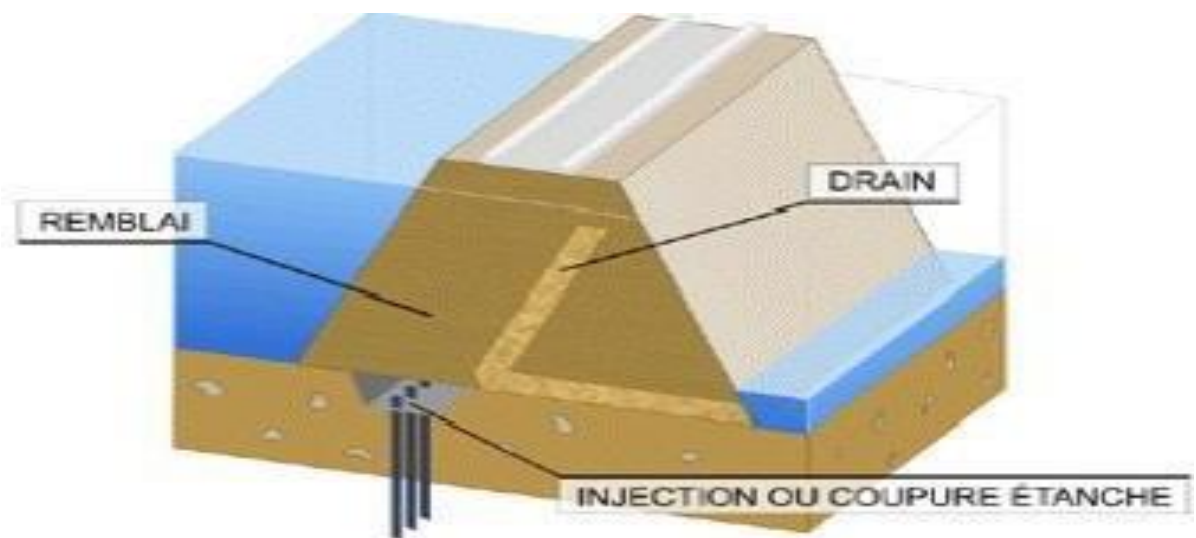


Figure1.10 : barrage en Terre Homogène

1.3.3- Barrages en mobiles :

1.3.3.1- Barrage mobile à Aiguille :

Le barrage mobile ou à niveau constant, a une hauteur limitée, il est généralement édifié en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage dans l'aménagement des estuaires et des deltas. (Anonyme (12/06/2011)).



Figure 1.11 : *Barrage à aiguilles*

Selon le type de construction le barrage mobile peut-être : Le barrage à aiguilles, créé par l'ingénieur Charles Antoine François Poirée en 1834, qui s'inspirant des anciens pertuis, étendit le système sur toute la largeur du Cours, améliorant considérablement la navigation fluviale dès la moitié du XIX^e siècle. Le premier fut établi par Charles Antoine François Poirée sur l'Yonne, à Basse-Ville, près de Clamecy (Nièvre).

Le système Poirée consiste en un rideau de madriers mis verticalement côte à côte barrant le lit du fleuve. Ces madriers Ou aiguilles d'une section de 8 à 10 cm et longues de 2 à 4 m, selon les barrages, viennent s'appuyer contre un butoir (ou heurtoir) du radier (sur le fond) et sur une passerelle métallique constituée de fermettes.

Ces fermettes peuvent pivoter pour s'effacer sur le fond en cas de crue et laisser le libre passage aux eaux. Les fermettes sont reliées entre elles par une barre d'appui qui retient les aiguilles et une barre de réunion, de plus elles constituent la passerelle de manœuvre.

Les aiguilles à leur sommet présentent une forme qui permet une saisie aisée. Néanmoins c'est un travail fastidieux, long et dangereux (il faut plusieurs heures et le travail de plusieurs

hommes pour mener à bien la tâche). Bien que ce type de barrage soit remplacé par des techniques plus modernes et automatique ; sur certains barrages encore existants, les aiguilles de bois sont remplacées par des aiguilles en aluminium remplies de polystyrène (pour la flottabilité en cas de chute dans la rivière), d'un poids bien moindre et plus facilement manœuvrable. A effacement sur le fond de la rivière (seuil (barrage)) pour permettre l'écoulement total ou en position intermédiaire pour créer un déversoir. (Anonyme (12/06/2011)).

1.3.3.2- Barrage mobile à battant :

A battant ou porte à axe vertical :

Comme le barrage moderne hollandais (MAESLANTKERING), ou les portes à la Léonard de Vinci fermant le pont-canal de CESENATICO pour empêcher les fortes marées d'envahir les terres.



Figure 1.12 : Barrages mobiles à battant {Axe vertical}

A battant à axe horizontal :

Avec possibilité d'échapper en aérien lorsque le débit devient critique, ce qui évite de constituer un obstacle à l'écoulement des eaux en temps de crue. Ce type de barrage est généralement employé pour empêcher l'eau salée de remonter l'estuaire, comme à Volta Sirocco en Italie.

- La partie fixe correspond à Une plate-forme (Ou radier) étanche.
- Une grande vanne à secteur, qui en position de fermeture totale détermine un battant qui s'appuie sur la plate-forme, pendant qu'en position de soulèvement complet, il laisse l'écoulement complètement libre.
- Une vanne à volet, montée sur la génératrice supérieure de la vanne à secteur, qui permet

de régler l'écoulement dans le déversoir et le niveau d'eau désiré en amont du barrage.

L'écoulement de l'eau peut se produire par le dessous du battant lorsque la vanne à secteur inférieure est soulevée (ce qui permet aussi de nettoyer la surface de la plate-forme), ou bien par le dessus en déversoir, lorsque la vanne supérieure à volet est abaissée. (Anonyme (12/06/2011)).



Figure 1.13 : Barrages mobiles à battant {Axe horizontal}

1.3.3.3- Barrage mobile à gravité :

D'un fonctionnement théoriquement très simple, la vanne à gravité ne comporte que peu d'éléments mécaniques. Il s'agit d'un battant, sorte d'enveloppe creuse articulée autour d'une charnière fixée sur un socle de béton.

- En position repos l'enveloppe se remplit d'eau et descend de son propre poids sur le radier.
- En position active, de l'air injecté chasse l'eau et permet au battant de remonter par gravité. La hauteur dépend de la quantité d'air insufflée.
- Un tel procédé est en application dans le Projet Mose qui doit protéger la Lagune de Venise des hautes eaux de l'Adriatique (Acqua alta).

1.3.3.4- Barrage mobile à clapets :

D'un fonctionnement comparable au barrage à mobile à gravité ci-dessus à la différence près qu'il est mu par deux vérins hydrauliques situés de part et d'autre du clapet. Il respecte parfaitement sa fonction : réguler l'écoulement de la rivière pour maintenir un niveau sensiblement constant dans le bief amont. Son principal inconvénient est d'être excessivement dangereux pour le touriste

nautique. Les poissons ne peuvent le remonter que lorsque la rivière est en hautes eaux et le clapet complètement baissé.



Figure 1.14 : Barrage mobile à clapets

1.4- Les exemples de grands barrages dans le monde :

- États-Unis : barrage Hoover (1931-1935).
- Égypte : barrages d'Assouan sur le Nil.
- République démocratique du Congo : barrages d'Inga sur le Congo.
- Paraguay : barrage d'Itaipu sur le Paraná, sur la frontière.
- Québec ; centrale Robert-Bourassa.
- Angola : barrage de Kapanda sur le Cuanza.
- Chine : barrage des Trois-Gorges.
- Suisse le barrage de la Grande-Dixence.
- Turquie : barrage Atatürk sur l'Euphrate.
- Québec : barrage Daniel-Johnson sur la Manicouagan.
- Venezuela : barrage de Guri.
- Chine : barrage de Jinping I (305 m), le plus haut du monde.

1.5- L'utilisation des barrages :

Les barrages peuvent être construits pour plusieurs objectifs :

- produire de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable, celle de l'eau, avec des usines hydroélectriques accolées au barrage ou situées plus bas dans la vallée et alimentées par

des conduites forcées.

- créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable des villes, L'eau peut également être nécessaire pour des besoins industriels.
- Irriguer des zones agricoles ayant de gros besoins en eau lors des périodes sèches.
- maintenir dans les rivières un débit minimum suffisant lors des étiages, pour assurer à la fois une qualité écologique satisfaisante des rivières et permettre les prélèvements par pompage à l'aval (pour des besoins d'alimentation en eau, d'irrigation...).
- réduire l'effet des crues en retardant l'eau grâce au stockage dans la retenue qui se remplit pour la relâcher après le passage de la crue.

1.6- Classification des barrages:

La classification des barrages est faite en fonction des critères suivants :

Les matériaux de construction :

- Barrages rigides : en béton, béton compacté au rouleau (BCR), maçonneries.
- Barrages souples : en terre ou enrochement.

La façon à résister à la poussée de l'eau :

- Barrages à stabilité de forme (barrages voutes) : sa forme arquée horizontalement et verticalement, permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il doit donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.
- Barrage à stabilité de poids (barrages poids) : un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire).

1.7- Choix du site du barrage :

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant,
- La morphologie de la vallée,
- Les conditions géologiques et géotechniques,
- Le contexte météorologique et le régime des crues,
- Sismicité de la région.

1.8- Avantages Et Particularités En Béton :

Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre. Dans ce qui suit, on dressera un bilan de comparaison permettant aux concepteurs, à priori, de faire le point sur les alternatives de choix primaire des types de barrages.

1.8.1- Barrages poids:

Avantages :

- faibles contraintes dans le béton,
- faibles contraintes transmises aux roches,
- Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles,
- Gradient des sous-pressions sous la fondation faible,
- Evacuateur de crues peut facilement être intégré.

Particularités :

- Volume d'excavation important,
- Volume de béton important,
- Refroidissement artificiel est nécessaire lors de la prise du béton,
- Sous-pressions importantes sous la fondation,
- Sensibilité aux tassements,
- Sensibilité aux séismes.

1.8.2- Barrages à contrefort Ou multi-voûtes

Avantages:

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- Le volume du béton est faible donne un échauffement faible,
- Moyens risques de tassement.

Inconvénients :

- Susceptibilité aux séismes est très forte,
- La résistance à l'accélération est presque non existante,
- Importantes fouilles,
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

1.8.3- Barrages voûtes :

Avantages:

- Le volume du béton est faible,
- La fouille est assez petite,
- La résistance au séisme est haute,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

Inconvénients :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher,
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis,
- Le risque de tassement est moyen,
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est considérable,
- L'intégration de l'évacuateur de crue (grand débit) est difficile,
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand,
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

1.9- Conclusion :

Dans ce chapitre on peut conclure les remarques suivantes :

Les barrages poids en maçonnerie malgré leur très bonne performance apparaissent réservés aux contextes où la main- d'œuvre est abondante le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique et sûre dès que le volume de béton dépasse 35 à 40 000 m³,

Barrage symétrique en remblai dur à mesure est à considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de fortes crues ou une exposition aux séismes

L'étude de la stabilité d'un barrage poids doit tenir en compte non pas ses fortes dimensions et sa grande masse qu'elle peut être par fois le principal facteur stabilisateur ; mais aussi l'influence du traitement des fondations qui est toujours en développement.

Les techniques du traitement des fondations des barrages poids les plus utilisées sont l'injection, les parois étanches et le drainage.

Ces nouvelles technologies ont un impact capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. Ces techniques restent onéreuses car l'exigence d'une entreprise spécialisée est impérativement.

Chapitre 02 : Interaction Sol-Structure

2.1- Introduction :

Dans le domaine du génie civil, on entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question.

La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation structure. Cette interaction est bien entendu 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, et les analyses d'interaction Sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de Gaz naturel liquéfié (GNL)...

La complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombreux chercheurs sont à la fois traduits par l'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure, deux synthèses générales [LYSMER, 1978 ; IDRISS-KENNEDY, 1980] ont entrepris une classification des méthodes d'étude de l'interaction sol-structure. Ces publications mettent en évidence le fait que l'étude des phénomènes d'interaction est essentiellement limitée au cas des problèmes linéaires, l'approche de problèmes purement non linéaires reste à l'exception.

2.2- Objectif des analyses d'interaction sol-structure :

Les analyses d'interaction sol-structure à un objectif fondamental, qui est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. [GAZETAS et MYLONAKIS, 1998] ont considérés deux structures, dont l'une est encadrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans (**Figure 2. 1**).

Cette figure 2.1 ci-dessous, illustre bien le problème de l'ISS, mais encore elle montre le cas général d'une fondation, de type radié, encadrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

Plusieurs types d'ondes sismiques sont soumis à la couche de sol autour de la structure, les voici :

- Des ondes de cisaillement : onde S ;
- Des ondes de dilatation : onde P ;
- Des ondes de surfaces : onde R ou L.

Les conditions sismologiques dictent la nature des ondes, néanmoins la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

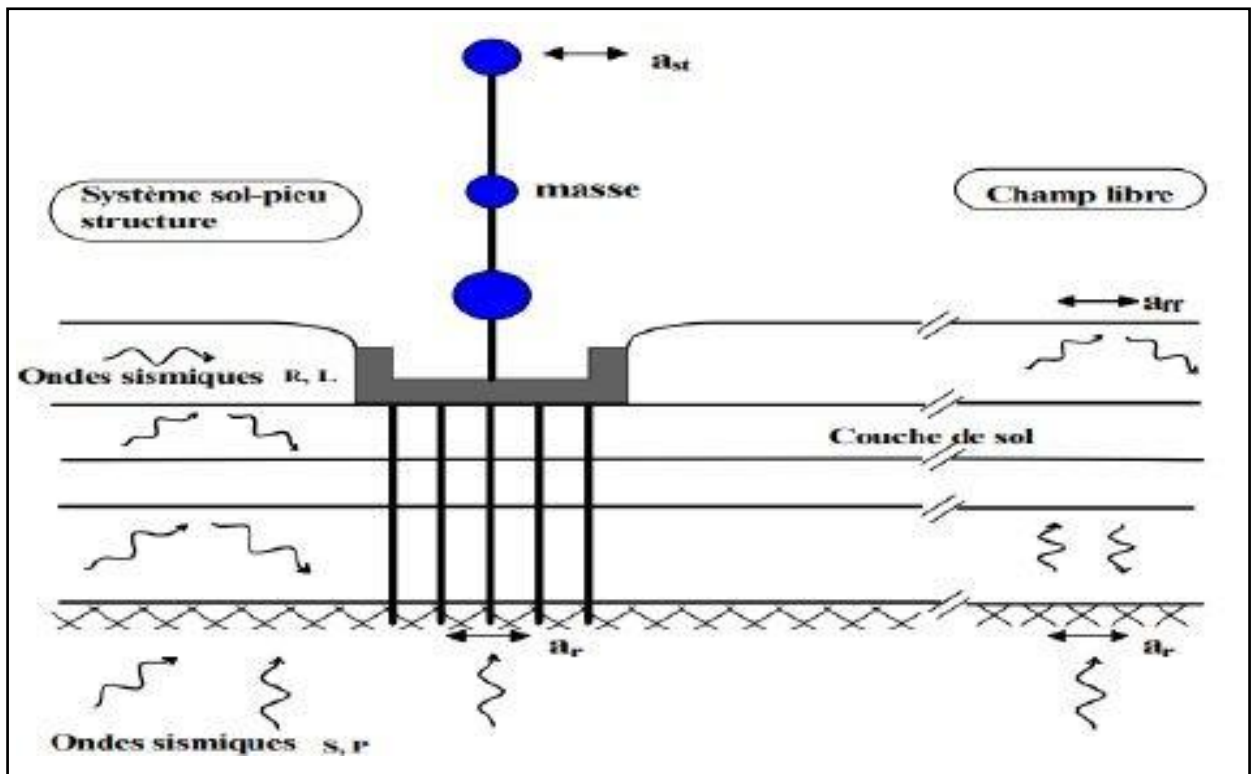


Figure 2.1 : Schématisation de l'interaction sol-structure [GAZETAS et MYLONAKIS, 1998]

2.3- Généralités :

Les charges appliquées sur une fondation lors d'un séisme proviennent des forces d'inertie qui se développent dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation.

Ces deux types de chargement sont appelés :

- Chargement inertiel.
- Chargement cinématique.

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique comportant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS).

Néanmoins le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part due au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- L'interaction cinématique est négligeable dans certains cas ;
- La majorité des règlements parasismiques, excepté certains dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas ;
- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer minutieusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique ;
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage ;
- Les propriétés dynamiques du sol.

2.4- Notion d'interaction sol-structure :

L'interaction du sol avec la structure est un phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol). La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure vibrent simultanément et interagissent l'un avec l'autre. Ou le sol n'est pas parfaitement rigide.

L'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages situés en zone sismique. Les procédures simples suggérées dans les règlements parasismiques ne sont pas suffisantes pour évaluer correctement l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse de la structure. L'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures sont dépendantes des interactions sols-structures.

Quatre modes d'interaction sont distingués :

- Effets des mouvements de sol sur le comportement des structures ;
- Action des structures sur le sol environnement ;
- Interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol ;
- Effet du renforcement des sols.

2.5- Étude du problème d'interaction sol structure :

2.5.1- Formulation d'un problème d'interaction :

Il est utile de formuler de façon générale le problème, avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure. Cette formulation est orientée vers un traitement par élément fini du phénomène d'interaction.

Certainement, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable les équations du mouvement sont obtenues par référence à (**Figure 2. 2**). qui schématise un ensemble sol structure.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = Q_F \quad 2.1$$

M : matrice de masse du système ;

C : matrice d'amortissement du système ;

K : matrice de raideur du système ;

Q_F : ou F le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système ;

u : vecteur de déplacement ;

$\dot{\mathbf{u}}$: vecteur de vitesse ;

$\ddot{\mathbf{u}}$: vecteur d'accélération.

L'équation du mouvement du champ libre en l'absence de structure est analogue de par sa forme à l'équation (2.1) les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit:

$$\mathbf{M}\mathbf{u}_f'' + \mathbf{C}\mathbf{u}_f' + \mathbf{K}\mathbf{u}_f = \mathbf{Q}_f \quad 2.2$$

Posant : Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation :

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_i + \mathbf{u}_f \quad 2.3$$

L'équation définit le déplacement d'interaction \mathbf{u}_i qui satisfait l'équation :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{K}\mathbf{u}_i = \mathbf{Q}_i \quad 2.4$$

Avec

$$\mathbf{Q}_i = [\mathbf{M} - \mathbf{M}_f]\ddot{\mathbf{u}}_f + [\mathbf{C} - \mathbf{C}_f]\dot{\mathbf{u}}_f + [\mathbf{K} - \mathbf{K}_f]\mathbf{u}_f \quad 2.5$$

À partir des déplacements en champ libre se détermine le vecteur de charge \mathbf{Q}_i . Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur (Figure 2.2). Ci-dessous.

Le problème d'interaction est dissocié, en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre et d'un problème source où les forces appliquées \mathbf{Q}_i n'ont des composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et sol.

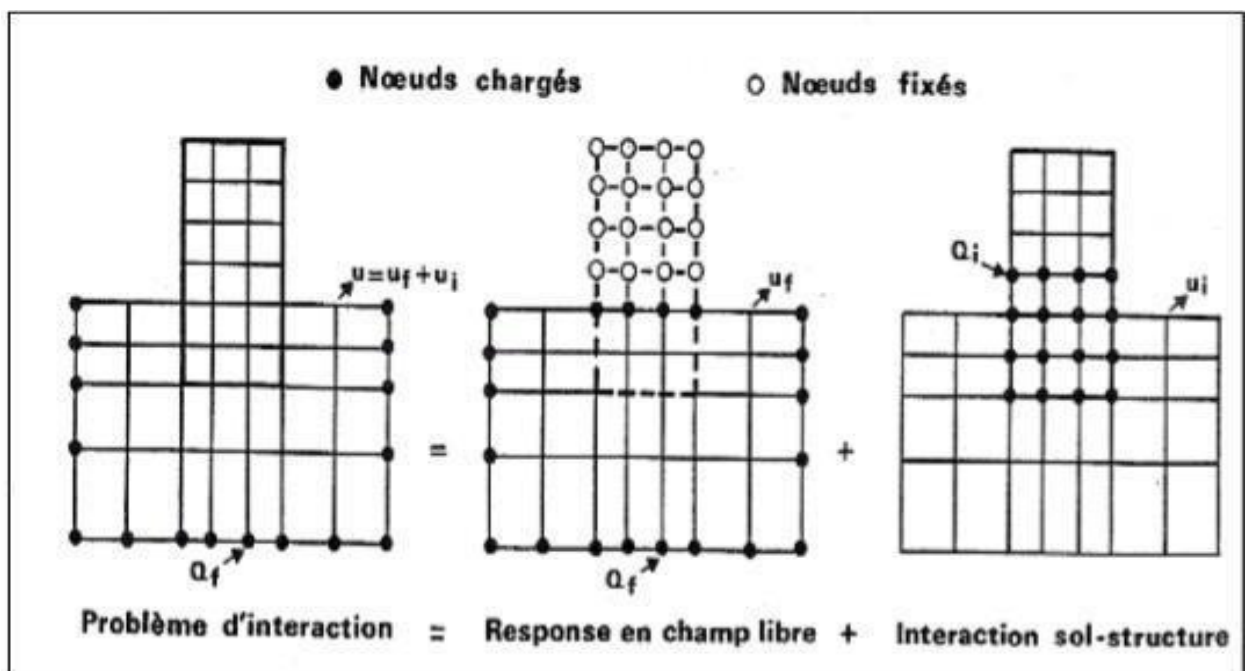


Figure 2.2 : Décomposition du problème d'interaction sol-structure

2.5.2- Mouvement du sol en champ libre :

Le mouvement sismique est très influencé par les conditions géotechniques locales, cependant il est défini par un accélérogramme (**Figure 2.3**), ou par un spectre de réponse.

L'étude d'un site doit suivre les principes suivants :

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

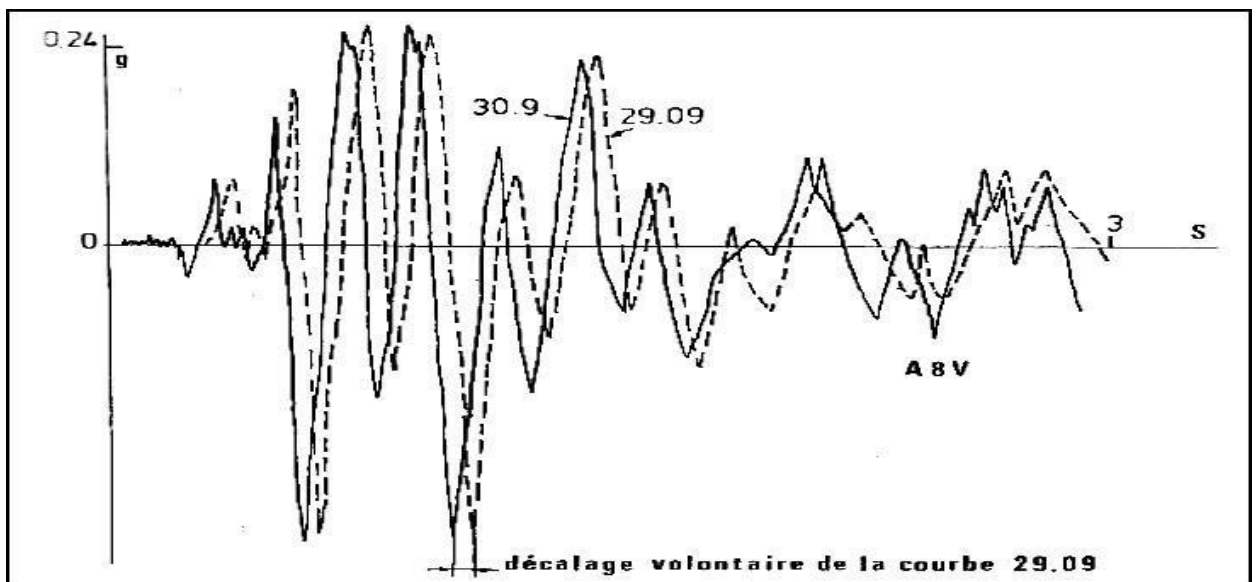


Figure 2.3 : Accélération en champ libre

2.6- Illustration de l'effet de l'interaction sol structure :

2.6.1- Model analogique simplifié :

À l'aide du modèle analogique de la figure II.4, peut s'illustrer l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage. La structure est assimilée à une Masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La relation entre la Structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation est reposée sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par les biais des fonctions d'impédance.

Pour l'instant on admettra que les fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence ; l'amortisseur rend théoriquement compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est à dire de la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau "sol", appelé amortissement matériel.

On supposera que l'amortissement matériel est négligeable devant l'amortissement radiatif (comportement élastique du sol), dans un souci de simplification de la présentation, ce qui est valide pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes.

Le système de (**Figure 2.2**) ci-dessous possède 3 degrés de liberté, les voici :

- Le déplacement horizontal u de la masse m ;
- Le déplacement horizontal u_0 de la fondation ;
- La rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal. Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation ω et d'amplitude u_g .

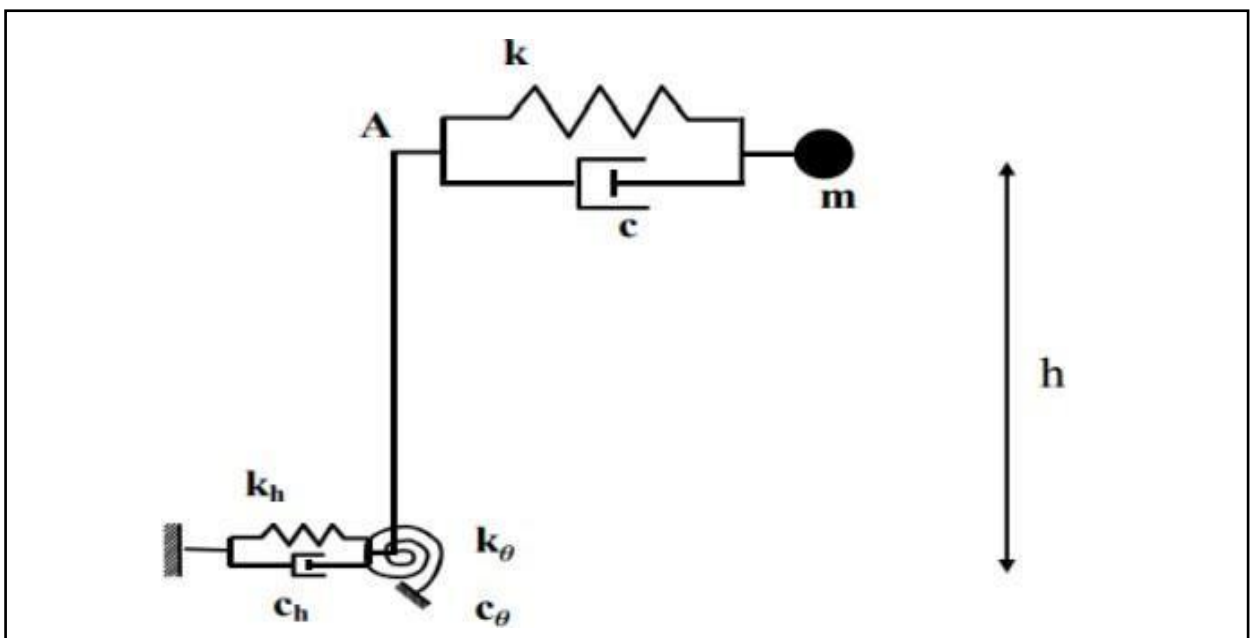


Figure 2.4 : Modèle analogique simplifié d'interaction sol-structure

2.6.2- Influence de l'interaction sol structure :

- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment.

2.7- Les effets de l'ISS :

Généralement, l'ISS engendre:

- Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut entraîner une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique ;
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisqu'il est toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte mène à surestimer la réponse ;
- Une rotation de la fondation pouvant modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment ;
- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; cette approximation est considérée comme acceptable dans les cas courants. Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques dans les différents éléments de la structure du moment qu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants.

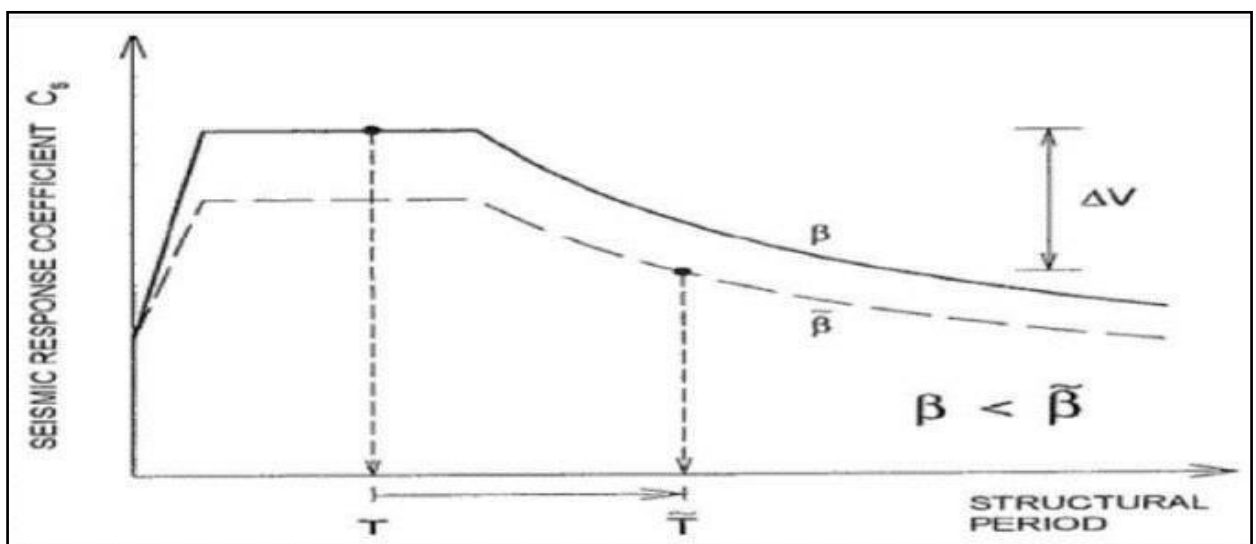


Figure 2.5 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

Les effets favorables représentent en moyenne, à une réduction de la réponse de 10 à 12% et, à une aggravation de quelques pourcent lorsqu'ils agissent dans un sens défavorable.

2.8- Les phénomènes physiques dus à l'interaction sol-structure :

La conséquence principale de l'ISS est de briser le schéma séquentiel où est défini tout d'abord le mouvement sismique pour ensuite dimensionner l'ouvrage. L'interaction cinématique et l'interaction inertielle sont deux ordres classiques désignant cette rupture.

2.8.1- Interaction cinématique et interaction inertielle :

Nous distinguons pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle, illustré dans (**Figure 2.6**) suivante.

L'interaction cinématique représente la différence entre, le mouvement sismique en champ libre, et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle résulte de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la fondation, qu'il empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Négligeable pour les fondations superficielles avec des Ondes à propagation verticale.

L'interaction inertielle est issu des efforts d'inertie provoqués par la masse de la structure à sa base, et donc dans le sol sous l'effet du mouvement imposé à la fondation. Elle résulte de la différence de masse entre la structure et le sol.

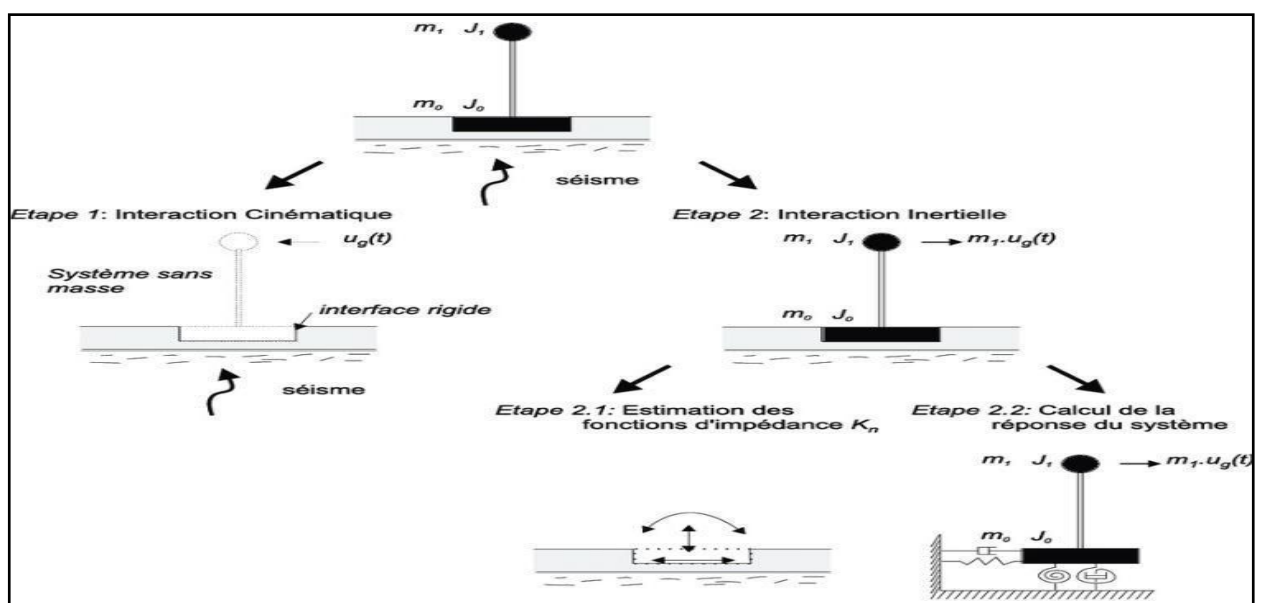


Figure 2.6 : Principe de décomposition de l'interaction sol-structure

2.8.2- L'amortissement radiatif :

En considérant un massif de sol semi infini, lors d'un chargement dynamique, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée de deux manières:

- Un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non-linéarités présentes dans le sol et dans la fondation ;
- Une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini.

Cette dissipation de l'énergie rayonnée par la structure s'appelle l'amortissement radiatif. De ce fait, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est pour cela que nous parlons de problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

2.9- Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure :

Pour prendre en compte l'interaction sol-structure différentes méthodes existent. Parmi lesquelles, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structure, les méthodes hybrides.

Ces méthodes sont décrites et détaillées dans [PECKER, 1984], Ou [Wolf, 1988], ou encore dans les différentes thèses ([CRÉMER, 2001], [CHATZIGOGOS, 2007], et [GRANGE, 2008]). Par la suite nous allons présenter ces méthodes.

2.9.1- Méthodes directes (globales) :

Les méthodes directes, appelées également méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de manière à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

2.6

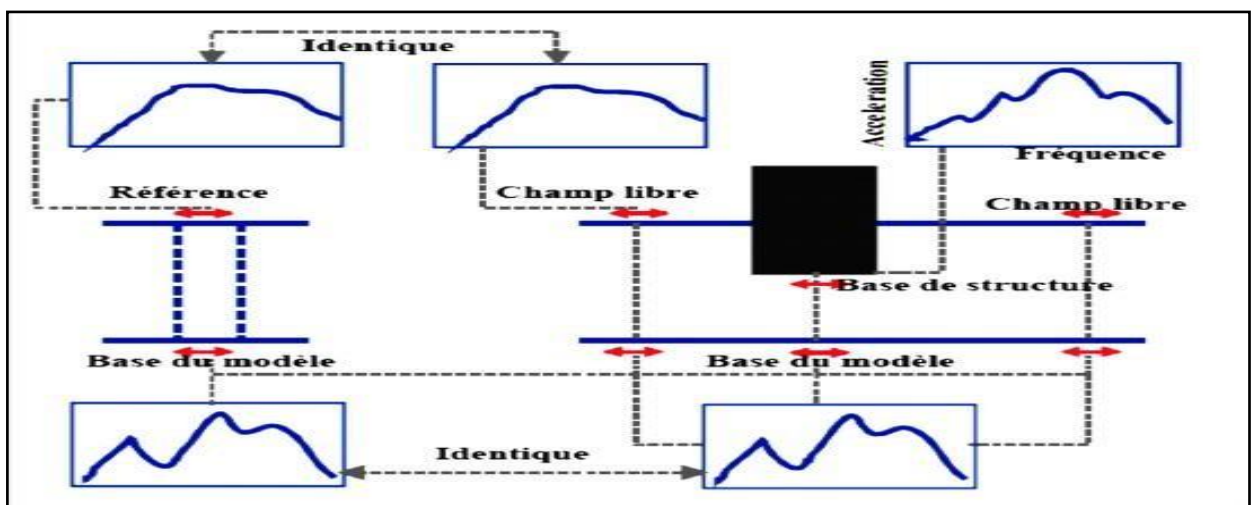


Figure 2.7 : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inévitable. Ci-dessus (**Figure 2. 7**) illustre la problématique de la résolution par une méthode globale.

- Le mouvement sismique de dimensionnement est spécifié à la surface du sol, en champ libre ;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement ; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique.
- Le mouvement déconvenue est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (2.6).

Remarque : Un des avantages principaux des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques desol provenant de non linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

2.9.2- Méthodes de sous-structures :

Les méthodes de sous-structure font appel au principe de superposition (Figure 2.2). L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives ; chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation ou du traitement, que le problème global. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires.

Les différentes méthodes de sous-structure se différencient par la décomposition en sous- modèles du modèle global : on distingue les méthodes dites de frontière et les méthodes de volume.

2.9.2.1-Méthodes de frontière :

Le modèle global est décomposé en sous-modèles, illustré à (Figure 2.8), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous structure.

Les différentes équations d'équilibre s'écrivent (négligeant les termes d'amortissement, pour alléger la présentation).

- Structure

$$\begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_b \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_b \end{Bmatrix} \quad 2.7$$

- Sol

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_a \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -p_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.8$$

- En absence de structure

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f^* \\ \ddot{u}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f^* \\ u_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.9$$

Tel que u^* représente le déplacement *d'interaction cinématique*.

Désignant par :

$$\{u^i\} = \{u\} - \{u^*\} \quad (*)$$

On aura :

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f^i \\ \ddot{u}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f^i \\ u_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -p_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 2.10$$

Pour la résolution du problème d'interaction sol-structure par la méthode de sous-structure, On travaille dans le domaine fréquentiel, avec la transféré de Fourier

$\mathbf{u} = \sum \tilde{\mathbf{u}}(\omega) e^{i\omega t}$, on obtient :

$$[-m^2[\mathbf{M}] + [\mathbf{K}]] \{\tilde{\mathbf{u}}\} = \{-\tilde{\mathbf{P}}\} \tag{2.11}$$

Sous forme condensé :

$$[\mathbf{S}_f(m)] \{\tilde{\mathbf{u}}_f(m)\} = \{-\tilde{\mathbf{P}}(m)\} \tag{2.12}$$

f : degré de liberté situés sur la frontière de séparation.

$[\mathbf{S}_f]$: La matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité et de la relation (*) on aura à la fin

$$\begin{bmatrix} -m^2 \mathbf{m}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{ss} & \mathbf{k}_{sb} \\ \mathbf{k}_{bs} & \mathbf{k}_{bb} + \mathbf{S}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_s \\ \tilde{\mathbf{u}}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{P}}_s \\ \tilde{\mathbf{P}}_b \end{Bmatrix} \tag{2.13}$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en terme 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

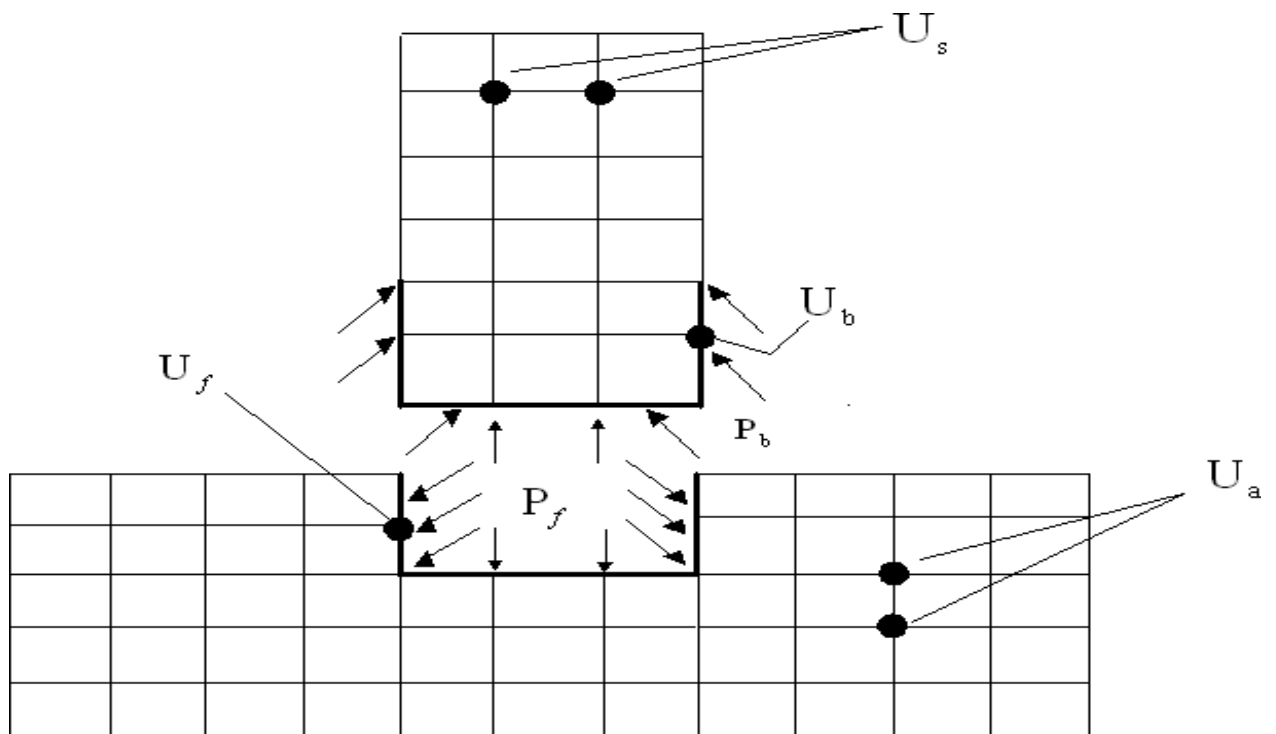


Figure 2.8 : Méthode des sous-structures : Méthode de frontière

2.9.2.1.1- Frontière rigide :

Si la fondation est rigide le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple son centre :

$$\{\mathbf{u}\} = [\mathbf{T}]\{\mathbf{u}\} \quad 2.14$$

$[\mathbf{T}]$: est la matrice de transformation.

$\{\mathbf{u}\}$: le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation.

De même, les forces nodales $\{\bar{\mathbf{P}}\}$ sont reliées aux forces et moments appliqués à la fondation en son centre :

$$\{\bar{\mathbf{P}}\} = [\mathbf{T}]^T\{\bar{\mathbf{P}}\} \quad 2.15$$

Avec ces définitions l'équation (2.7) prend la forme :

$$-\omega^2[\mathbf{M}] + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sb}T \\ T^TK_{bs} & T^T(K_{bb} + S_f)T \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{u}} \\ \tilde{\mathbf{u}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ T^TS_f\tilde{\mathbf{u}}_f \end{Bmatrix} \quad 2.16$$

L'examen de cette dernière équation montre que la matrice $K = T^TS_fT$ est la matrice d'impédance d'une fondation rigide contenant les raideurs complexes de sol, dépendante de la fréquence ; $T^TS_f\tilde{\mathbf{u}}_f$ est le vecteur contenant les résultantes des forces fictives $S_f\tilde{\mathbf{u}}_f$. Le système étant constitué par la structure reliée aux impédances complexes du sol, l'équation (2.16) montre que la réponse du système peut être obtenue en appliquant, à son support, un mouvement défini par :

$$K^{-1}T^TS_f\tilde{\mathbf{u}}_f = T^T\tilde{\mathbf{u}}_f \quad 2.17$$

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous-problèmes :

- Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique ; cette étape représente la solution de l'équation (2.9),
- Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (équation (2.12)),
- Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique (équation (2.16)).

Dans la mesure où la fondation est parfaitement rigide, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape. Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de KAUSEL et est illustrée sur (**Figure 2.9**). Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul.

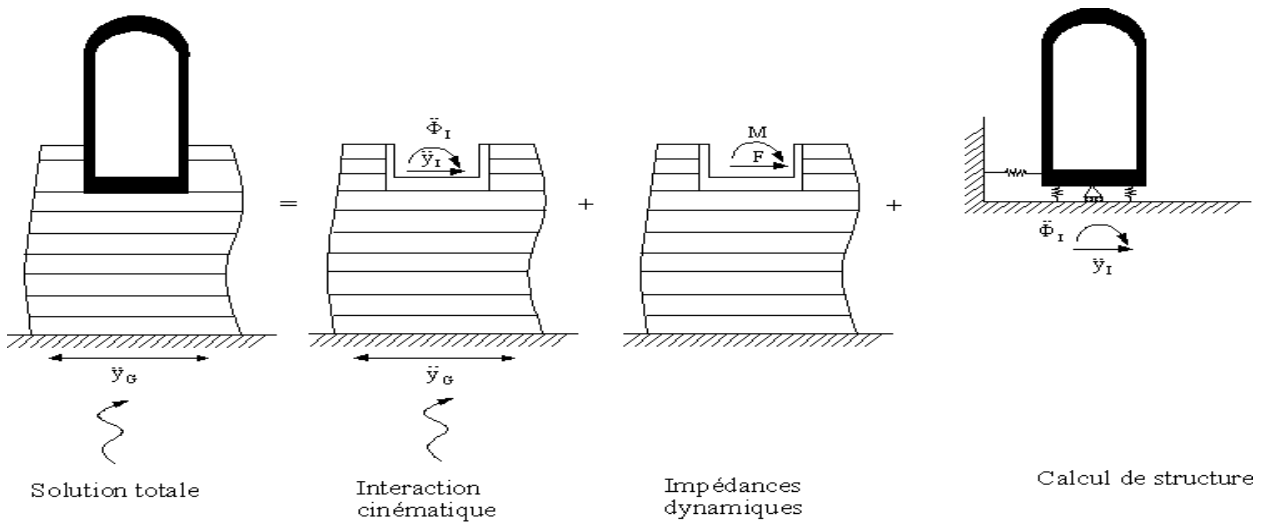


Figure 2.9 : Théorème de superposition de KAUSEL

2.9.2.1.2- Frontière flexible :

Dans le cas général, la fondation n'est pas infiniment rigide, le problème à résoudre est plus complexe que celui défini par l'équation (2.13). La structure, reliée aux impédances de sol, est soumise à un système de sollicitations multiples à chacune de ses liaisons avec le sol. En principe, la résolution des trois mêmes étapes précédentes est nécessaire :

- Diffraction du champ libre,
- Impédance,
- Réponse de la structure.

Mais chacune est plus complexe que dans le cas d'une fondation rigide. En particulier, on ne peut plus avoir recours à des solutions publiées pour la détermination des impédances.

2.9.2.2- Méthodes 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. (Alain-PECKER (1984)) (Figure 2.10).

On désigne par $[A]$ la matrice : $[A] = [K] - \omega^2 [M]$, les équations d'équilibre des diverses Sous-structures sont :

- Sol :

$$\begin{matrix}
 a_{ff} & a_{fg} & & u_f & Q_f \\
 a_{fb} & & & & \\
 (a_{gf} & a_{gg} & a_{gb}) & \{u_g\} = \{0\} \\
 a_{bf} & a_{bg} & & u_b & Q_b \\
 a_{bb} & & & &
 \end{matrix}$$
- Structure (moins sol excavé) :

$$\begin{matrix}
 a_{ss} & & & u_s & 0 \\
 a_{si} & & & &
 \end{matrix}$$

2.18

$$(a_{is} \quad a_{ii} - a_{ff}) \{u_f\} = \{-Q_f\}$$

2.19

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

$$\begin{pmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} & u_f^* & 0 \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} & \{u_g^*\} & \{0\} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} & u_b^* & Q_b \end{pmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad 2.20$$

Par soustraction des équations (2.20) et (2.18), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient

$$\{Q_f\} = [X_f]\{[u_f] - [u_f^*]\} \quad 2.21$$

A la fin, l'équation de mouvement de la structure est donnée par

$$\begin{pmatrix} a_{ss} & a_{si} & u_s & 0 \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{pmatrix} \{u_f\} = \{X_f u_f^*\} \quad 2.22$$

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

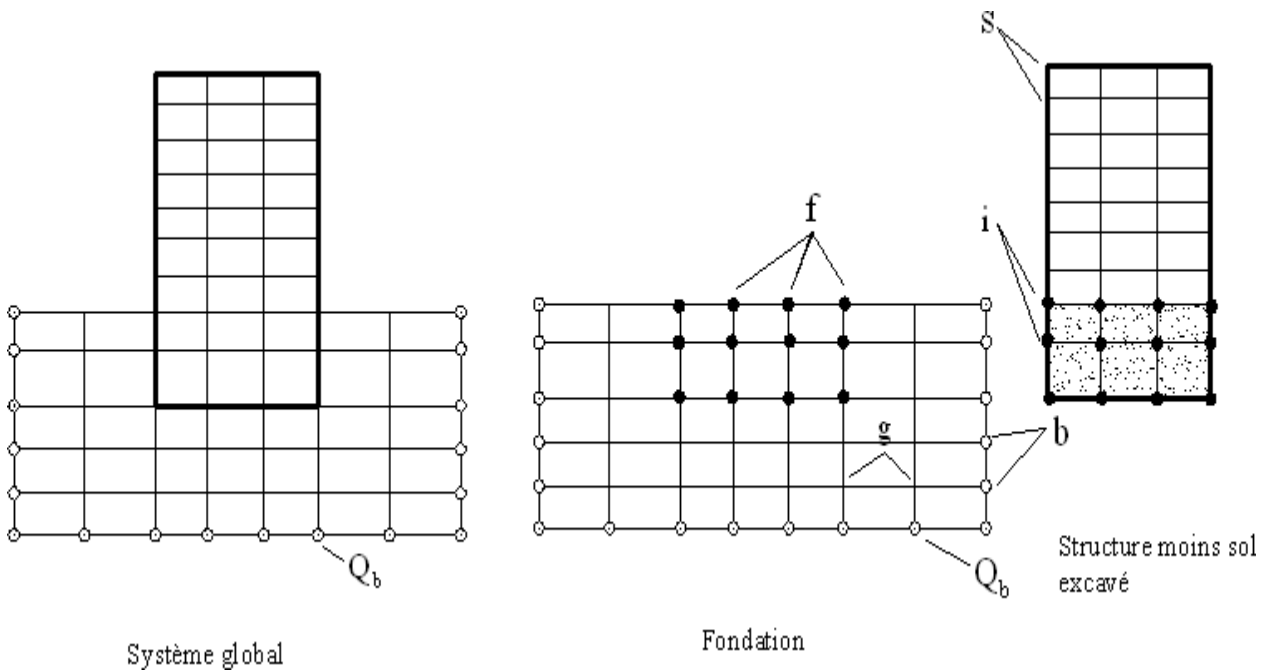


Figure 2.10 : Méthode des sous-structures : Méthode de volume

2.9.3- Méthodes hybrides :

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 des sous-structures. La résolution du problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (2.6).

Pour éviter ce problème, GUPTA et al. 1980, ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain

(**Figure 2.11**). 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. La difficulté de la méthode.(Alain-PECKER (1984)).

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. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

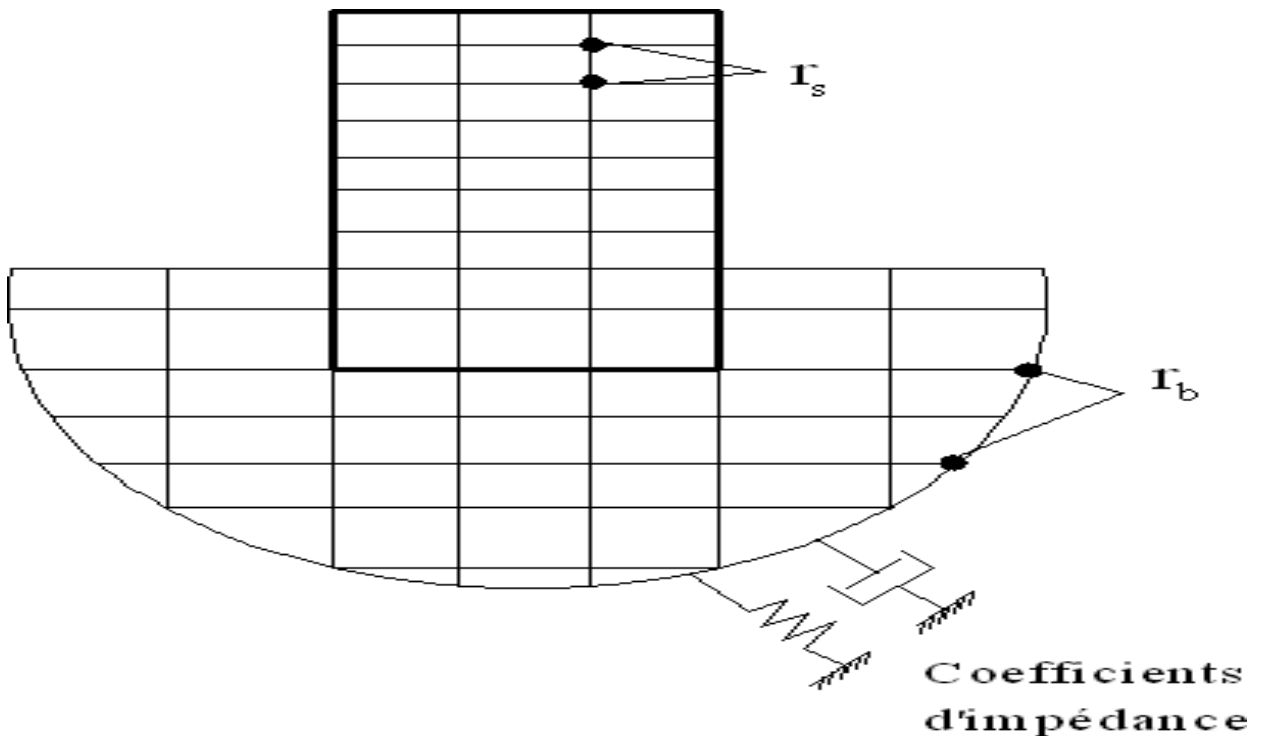


Figure 2.11 : Méthode Hybride

2.10- conclusion :

Ce chapitre décrit de façon générale le problème d'interactions sol-structure, ainsi que la modélisation de cette interaction, en prenant en considération la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol. L'interaction sol-structure permet une approche réaliste du comportement des ouvrages. Où nous avons exposé les phénomènes physique dus à l'ISS et ces effets, ainsi que les différentes méthodes d'analyse de cette interaction tel que « les méthodes directes, les méthodes de sous structure, les méthodes hybrides ». Ensuite nous avons étalés la discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique abordée par divers auteurs.

Chapitre 03 : Interaction fluide structure

3.1- Introduction :

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des barrages poids en béton compte tenu de l'interaction fluide-structure constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage- réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe (figure 3.1).

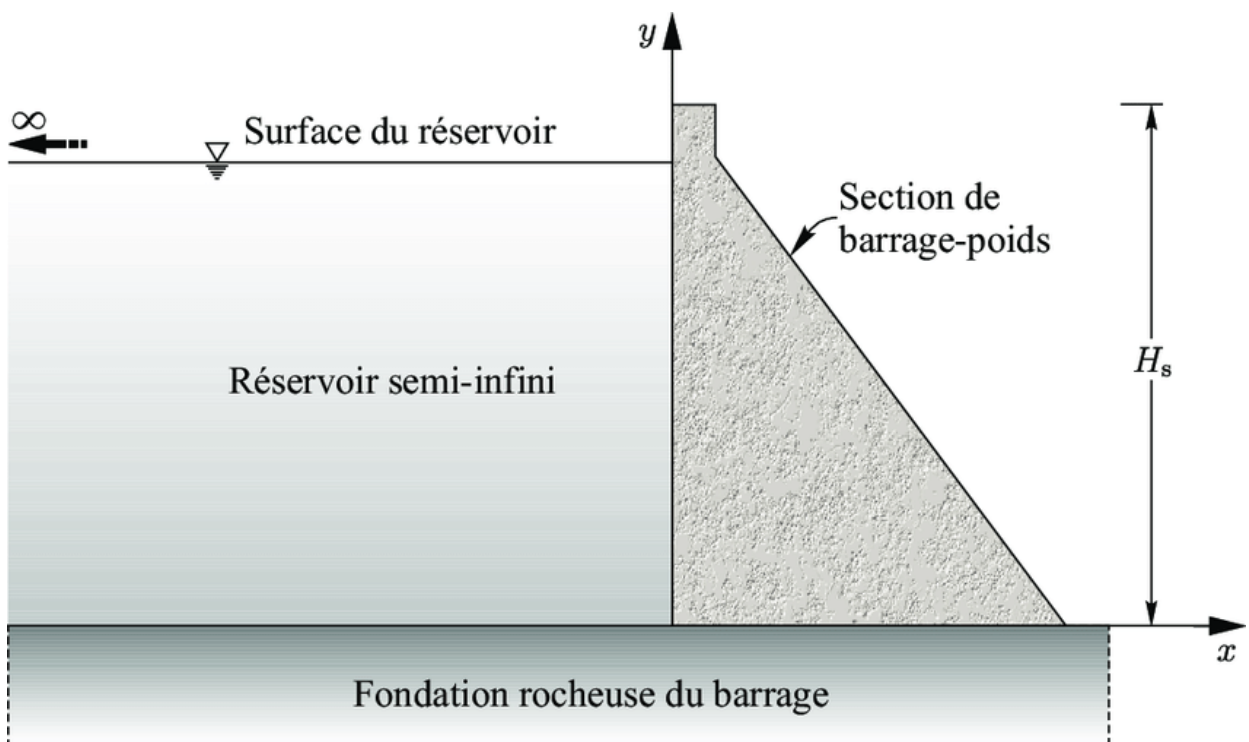


Figure 3.1 : Barrage-réservoir

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités mécaniques considérées comme distinctes : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune des deux entités dépendant de celle de l'autre, un phénomène de couplage apparaît. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement. En pratique, on suppose que la force fluide exercée sur une structure peut se décomposer en trois contributions :

- une force, dite aléatoire ou force indépendante du mouvement : elle désigne la force exercée par le fluide sur la structure fixe. Elle est due à la perte de charge et aux frottements visqueux au niveau de la paroi fixe. Elle peut être stationnaire ou présenter un caractère aléatoire lors de

lâcher de tourbillons ou en présence d'écoulements turbulents ou diphasiques.

- une force fluide-structure : elle apparaît lorsqu'on a une structure vibrante dans un fluide au repos sans écoulement propre.
- une force fluide-élastique : cette force est due au mouvement de la structure dans un écoulement fluide.

3.2- Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis :

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.

Néanmoins, la nécessité de représenter des configurations géométriques quelconques du réservoir et des conditions aux frontières complexes ne se prêtant pas toujours à un traitement analytique, ainsi que le besoin de prédire les dégâts susceptibles d'être engendrés par le comportement non linéaire des barrages en zones de forte sismicité impliquent que la solution doit être déterminée dans le domaine temporel.

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

- La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires, ...etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grand logiciel.

3.2.1-Système couplé fluide-structure:

Dans ce qui suit, une modélisation par éléments finis est utilisée aussi bien pour le barrage que pour le réservoir. La flexibilité du barrage et la compressibilité du fluide sont intégrées dans le modèle proposé (figure 3.2). L'écriture du système global couplé s'obtient en regroupant les deux systèmes en un seul comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \dot{p} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix}$$

ρ : Masse volumique du fluide du réservoir,

Les vecteurs U et P désignent respectivement les déplacements nodaux de la structure et les pressions nodales dans le réservoir.

Les matrices M_s , C_s et K_s représentent les matrices assemblées de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure, et les matrices M_F , C_F et K_F sont leurs analogues pour le fluide.

L'amortissement global du barrage est évalué selon le concept d'amortissement de Rayleigh :

$$C_s = \alpha M_s + \beta K_s$$

avec α et β sont des constantes de proportionnalité fonctions du taux d'amortissement et des fréquences propres de vibration de la structure.

Le vecteur force : $F_s = -M_s \ddot{u}_g$ contient les composantes des forces d'entraînement générées par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure.

Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont reliées au vecteur inconnu des pressions nodales, à travers la matrice d'interaction fluide-solide Q .

La matrice globale "masse fluide" M_F inclue la compressibilité de l'eau et les effets des ondes de surface.

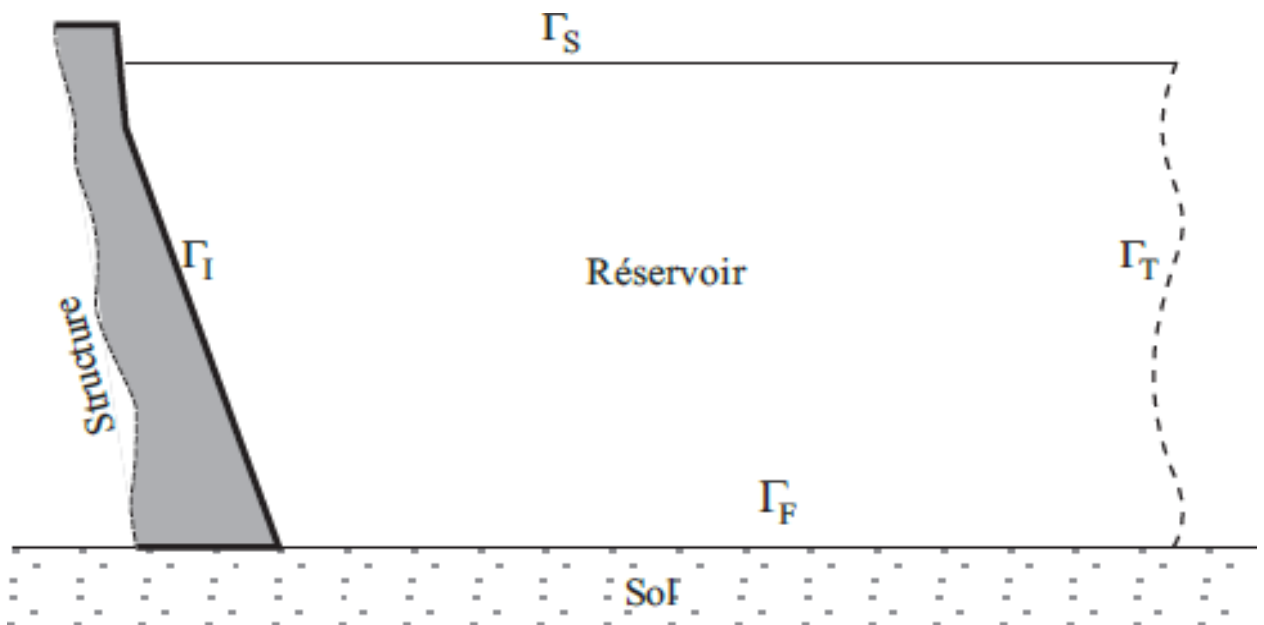


Figure 3.2 : Géométrie du réservoir - notations des bords

3.2.2- Équation du mouvement:

Le mouvement du système de barrage-réservoir est considéré comme bidimensionnel et limité à des petites amplitudes. Le fluide est assumé qu'est non visqueux et se prolonge à l'infini dans la direction ascendante. Cependant, les effets des vagues extérieures, compressibilité de l'eau, flexibilité de barrage, rayonnement atténuant à la frontière ascendante du réservoir sont négligés.

3.2.2.1- Formulation en pression:

Il est connu que, dans le cadre de l'interaction fluide structure dans le cas des barrages, la contribution des contraintes dues aux effets visqueux est faible comparée aux effets induits par les forces d'inertie.

Si l'on néglige les contraintes visqueuses, l'équation de la dynamique s'écrit

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = - \nabla p \quad \mathbf{3.1}$$

Où v est la vitesse particulaire et p la pression. Sous hypothèse de fluide linéairement compressible, le changement relatif de volume ($\Delta v/v$) est relié, selon la théorie de l'élasticité linéaire, à la pression appliquée p par le coefficient d'incompressibilité

$$P = -k \frac{\Delta v}{v} = -K \text{Tr}(\boldsymbol{\varepsilon}) \quad (3.2)$$

Où K est le module d'incompressibilité du fluide et $\boldsymbol{\varepsilon}$ est le tenseur des déformations dont la trace est la divergence du champ des déplacements \mathbf{u} des particules du fluide

$$\text{Tr}(\boldsymbol{\varepsilon}) = \nabla \cdot \mathbf{u} \quad (3.3)$$

Le dérivé de (3.2) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -k \nabla \cdot \mathbf{v} \quad (3.4)$$

Avec

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla \cdot \mathbf{u} = \nabla \cdot \frac{\partial}{\partial t} \mathbf{u} \quad (3.5)$$

La vitesse \mathbf{v} peut maintenant être éliminée des équations en prenant la divergence de (3.1) et la dérivée par rapport au temps de (3.4)

$$\Delta p = -\rho \nabla \cdot \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t}, \quad \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = -k \frac{\partial}{\partial t} \nabla \cdot \mathbf{v}$$

Ceci donne l'équation scalaire suivante :

$$\nabla^2 p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (3.6)$$

Qui est l'équation de propagation d'ondes de pression. Le milieu est caractérisé par sa densité et son coefficient d'incompressibilité. Le rapport de ces deux paramètres correspond au carré de la vitesse de propagation d'onde:

$$c^2 = \frac{k}{\rho}$$

Dans le cas d'un fluide incompressible, le changement de volume $\Delta v/v$ reste quasiment nul quelle que soit la pression appliquée, ce qui donne un coefficient de compressibilité infini et donc une propagation d'onde instantanée ($c = \infty$). L'équation (3.6) se réduit alors à l'équation de Laplace :

$$\Delta p = 0$$

Bien que cette dernière équation ne décrive pas la propagation et l'atténuation des surpressions hydrodynamiques, elle constitue cependant une bonne approximation pour l'estimation des effets de réservoir sur la réponse sismique des barrages. Elle est ainsi utilisée dans beaucoup de travaux traitant les problèmes de réponse sismique avec interaction fluide – structure.

3.2.2.2- Condition à l'interface fluide – structure :

Sur l'interface fluide-structure Γ_I , on considère la continuité du champ des vitesses et des efforts (contraintes coté solide et pressions coté fluide) pour la formulation en pression et la continuité des déplacements pour la formulation mixte (ϕ, p) (**Figure 3.2**). L'équation d'équilibre (3.1) s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \ddot{u}_1 \cdot n \text{ sur } \Gamma_I \quad 3.7$$

Où $\ddot{u}_1 = \partial v / \partial t$ représente l'accélération des particules solides à l'interface. Dans le cas d'une structure rigide en translation, ces accélérations sont égales à celles du sol \ddot{u}_g qui sont supposées connues. Par contre, dans le cas d'une structure souple elles restent inconnues et font partie du problème couplé. Elles comprennent toujours les accélérations sismiques \ddot{u}_g auxquelles s'ajoutent celles provenant des déformations de la structure \ddot{u}_s . Il convient donc de les décomposer

en ces deux composantes : $\ddot{u}_1 = \ddot{u}_s + \ddot{u}_g$ dont u reste inconnu.

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = u_1 \cdot n \text{ sur } \Gamma_I \quad 3.8$$

Où u_1 est le déplacement couplé des particules fluides et solides à l'interface.

En se référant à la (**Figure 3.2**), la frontière du réservoir est constituée de la surface libre (Γ_S), du fond (Γ_F), et de l'interface avec le barrage (Γ_I).

3.2.2.3- Condition à la surface libre :

La condition la plus simple consiste à prendre une pression hydrodynamique nulle sur la surface de l'eau, ce qui revient à négliger les fluctuations de la surface libre. Ceci conduit également à un potentiel nul sur la surface.

$$p = 0 ; \phi = 0 \text{ sur } \Gamma_I \quad 3.9$$

Cette condition est utilisée dans la plupart des travaux traitant le problème de la réponse sismique des barrages. De plus il a été montré que les effets de ballotement ou de fluctuation de la surface libre de l'eau sur le comportement dynamique de l'ensemble barrage-réservoir sont souvent négligeables.

Toutefois une approche simplifiée mais efficace permet de quantifier ces effets. Elle revient à interpréter par une pression hydrostatique toute élévation ou abaissement de hauteur h de la surface libre par rapport à sa position initiale (**Figure 3.3**).

La pression relative par rapport au niveau initial de la surface libre est $p = \rho g h$

Cette relation donne directement la condition à la limite sur le gradient du potentiel des déplacements :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = h = \frac{p}{\rho g} \text{ sur } \Gamma_S \quad 3.10$$

L'application de l'équation de la dynamique (3.1) permet de relier la hauteur h à la pression p par l'intermédiaire de la vitesse particulière évaluée à la surface libre ($v = \partial h / \partial t$) :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \text{ sur } \Gamma_S \quad 3.11$$

Cette condition est connue sous le nom d'onde de surface linéarité. Elle contribue à l'inertie du volume d'eau (matrice de masse) et son effet est important lorsque le liquide est contenu dans un réservoir de dimensions finies. Il est d'autant plus important que le rapport largeur/hauteur est plus faible.

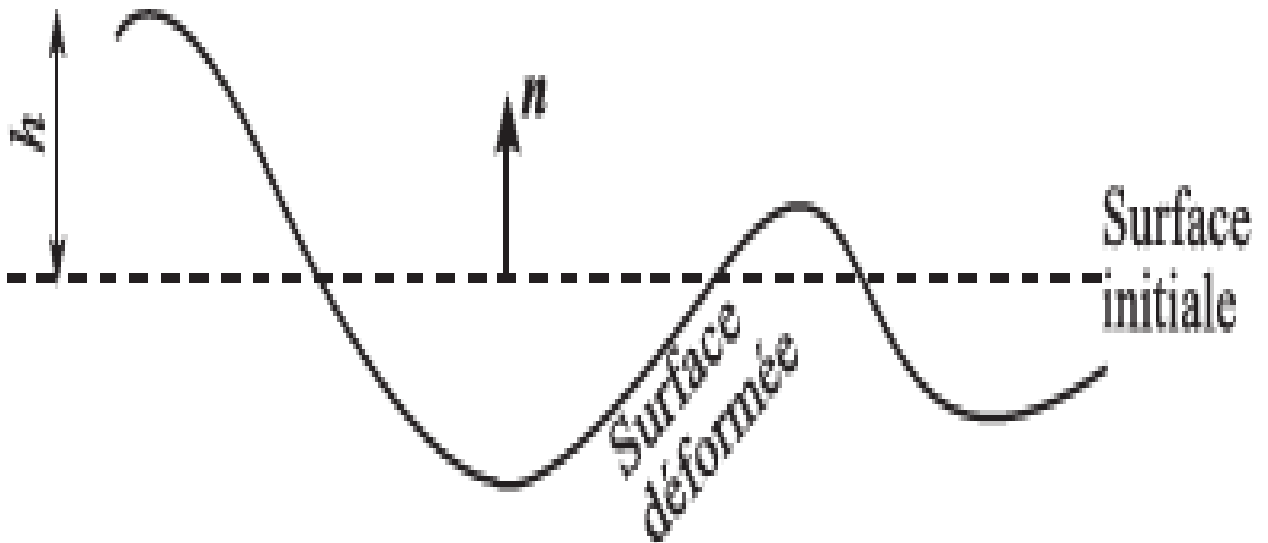


Figure 3.3 : Fluctuations de surface libre

3.2.2.4- Condition sur la surface en fond de réservoir :

Le fond du réservoir est constitué de couches de sédiments saturés pouvant être considérés comme des solides poroélastiques. Ces couches peuvent avoir des épaisseurs très variables d'un barrage à un autre. Il a été montré dans plusieurs travaux que ces couches peuvent avoir un effet d'absorption sur les ondes de pression, lors de matériau relativement perméables.

Si l'on néglige cet effet d'absorption, et si l'on considère le sol comme non poreux, on retrouve la même condition que celle de l'interface barrage - réservoir donnée par (3.7) et (3.8).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u} \cdot \mathbf{n} \quad ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{n} \quad \text{sur } \Gamma_F \quad \mathbf{3.12}$$

Les vecteurs déplacements et accélérations sont constitués chacun de la composante sismique \mathbf{u}_g et d'une composante due aux déformations du sol. Pour le cas d'un fond horizontal et d'excitation sismique aussi horizontale, le vecteur déplacement \mathbf{u} et le vecteur normal \mathbf{n} étant perpendiculaires, la condition se réduit simplement à

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \mathbf{0} \quad ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{0} \quad \text{sur } \Gamma_F \quad \mathbf{3.13}$$

Une méthode simple permettant de tenir compte des effets d'absorption d'onde consiste à exprimer le gradient normal de la pression et celui du potentiel en fonction des dérivées temporelles et des accélérations du sol. Pour cela, il est supposé que le sol est constitué d'une seule couche infinie et homogène dans laquelle, l'onde se propage perpendiculairement à l'interface eau - sol, ce qui donne un problème de propagation axiale selon la normale \mathbf{n} (**Figure 3.4**).

On note u_n la composante du champ des déplacements du sol dans la direction n . Avec hypothèse d'élasticité linéaire, dans le cas uni-axial, la pression est liée à la déformation normale $\varepsilon_n = \partial u_n / \partial n$ par le module Young axial E_n de la couche.

$$p = -E_n \frac{\partial u_n}{\partial n} \quad 3.14$$

Le gradient de pression est donné, selon l'équation d'équilibre (3.1), en fonction de l'accélération normale totale comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_s (g \cdot n + \ddot{u}_n) \quad 3.15$$

Par ailleurs, l'équation d'ondes de compression "ondes p " s'applique pour u_n elle a pour expression :

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial n^2} - \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = 0 \quad 3.16$$

$c_s^2 = E_n / \rho_s$ Est la vitesse de propagation d'ondes P dans la couche homogène de densité ρ_s .

En supposant que la couche du sol est d'une épaisseur infinie, la seule onde incidente est celle réfractée à l'interface sol-eau.

La solution de d'Alembert de cette équation est : $u_n = (r + c_s t)$, r étant la distance mesurée dans la direction de n .

En notant par G' la dérivée totale de G :

$$G' = dG/d(r + c_s t)$$

On peut écrire :

$$\frac{\partial u_n}{\partial t} = \frac{\partial u_n}{\partial r} = G' ; \quad \frac{\partial u_n}{\partial t} = c_s G' \quad 3.17$$

D'où :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{1}{c_s} \frac{\partial u_n}{\partial t} \quad 3.18$$

Cette expression est remplacée dans (3.14) puis, par dérivation par rapport au temps, on exprime une relation entre les accélérations relatives de la couche du sol et la pression de l'eau à l'interface sol-réservoir.

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = - \frac{c_s}{E_n} \frac{\partial p}{\partial t} \quad 3.19$$

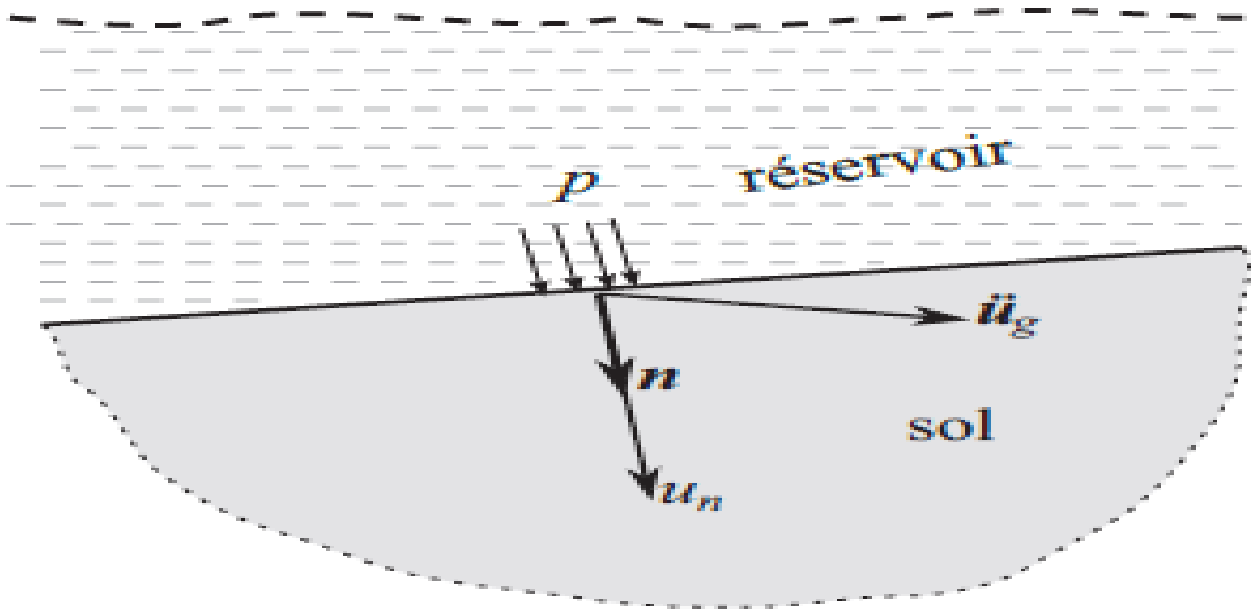


Figure 3.4 : Conditions aux limites sur le fond

L'équation d'équilibre à l'interface (3.15) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \mathbf{u} \cdot \mathbf{n} - \frac{\rho}{c_s \rho_s} \frac{\partial p}{\partial t} \quad 3.20$$

Cette relation est souvent donnée sous la forme suivante :

$$\frac{\partial p}{\partial n} + \mathbf{q} \frac{\partial p}{\partial t} = -\rho \ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} \quad \text{sur } \Gamma_F \quad 3.21$$

Dans cette expression, on retrouve bien le cas d'interface rigide sol-eau pour lequel $c_s = \infty$ et $\mathbf{q} = 0$. Le paramètre $\mathbf{q} = \rho / (\rho_s c_s)$ est le coefficient d'amortissement, il est aussi appelé admittance. Il caractérise les effets d'absorption d'onde de pression hydrodynamique.

En remplaçant p par $-\rho_F \phi$, selon l'équation, la condition (3.21) s'écrit pour le potentiel des déplacements, après une double intégration par rapport au temps, comme suit :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{q} \frac{\partial \phi}{\partial t} + \mathbf{u}_g \cdot \mathbf{n} \quad \text{sur } \Gamma_F \quad 3.22$$

Si le sol de fondation est compris dans le modèle numérique, les conditions (3.7) et (3.8) deviennent suffisantes. Les effets de dissipation seront pris en compte par la déformabilité de l'interface sol-eau et par les conditions aux limites qui seront appliquées à la partie modélisée du sol.

3.2.2.5- Condition à la surface de troncature :

Le principal effet dynamique dans cette région est dû à la propagation d'ondes de pression voyageant à partir de l'interface fluide-structure vers l'amont du réservoir, supposé étendu assez loin pour être considéré comme infini et sans source de réflexion d'ondes. La condition peut alors s'écrire comme suit:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t}$$

Où :

C : Célérité des ondes de pression dans l'eau.

Cette condition, appelée condition de radiation de Sommerfeld, a été appliquée pour les problèmes d'interaction fluide-structure par OLGIERD ZIENKIEWICZ.

3.2.3- Modèle de l'analyse directe dans le domaine Temporel:

C'est un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis pour l'analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages compte tenu des effets d'interaction hydrodynamique issu de la méthode présentée par (B.TILIOUINE et A.SEGHIR, 97). Le système est représenté dans (**Figure : 3.5**) avec les différentes conditions aux limites.

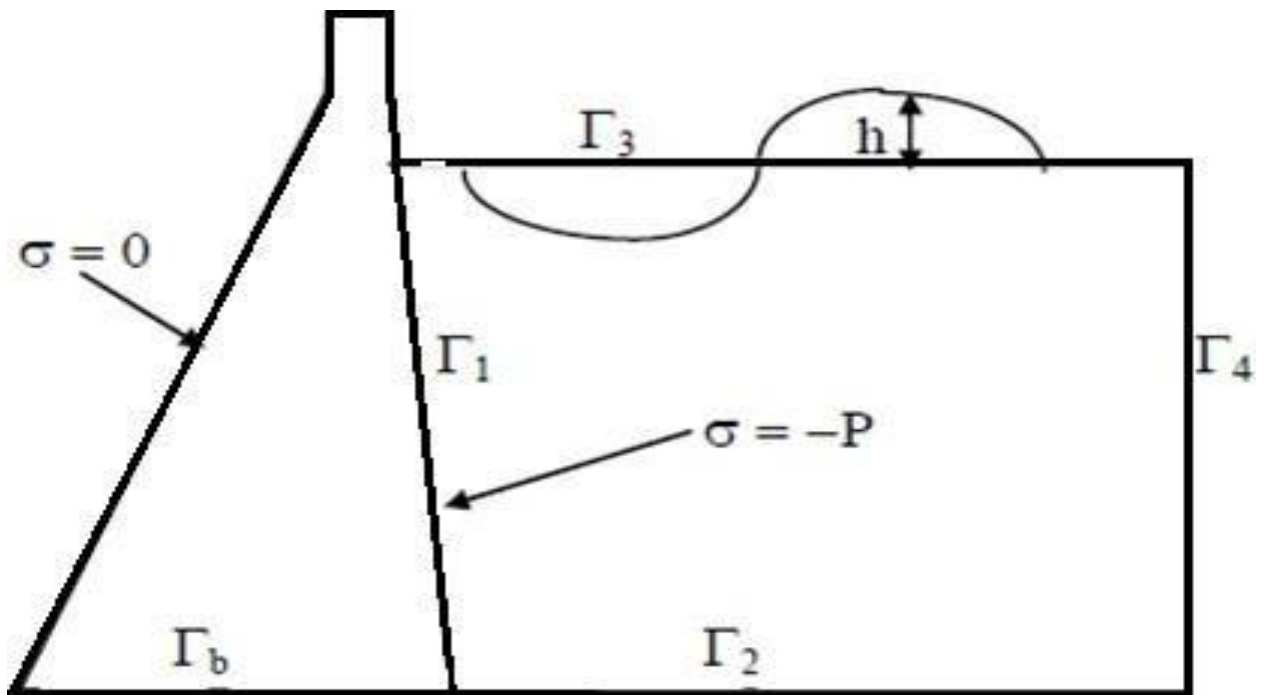


Figure 3.5 : Présentation du système barrage-réservoir

Les équations d'équilibre dynamique :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = QP - F \quad 3.23$$

$$S\ddot{P} + DP\dot{P} + HP = -\rho Q^T \ddot{U} \quad 3.24$$

Où les symboles ($\ddot{\quad}$) et ($\dot{\quad}$) représentent les dérivées première et seconde par rapport au temps des variables de base associées.

\ddot{P} : Représentent les effets combinés de compressibilité de l'eau et des ondes gravitaires de surface (dans le cas d'un fluide incompressible ce terme devient nul si les ondes de surfaces dont l'effet est en général peu important sont ignorées).

$DP\dot{P}$: Représente les forces d'amortissement associées à la dissipation d'énergie par atténuation des ondes à la limite de rayonnement.

HP : Ces forces caractérisent les effets de déplacement du front d'ondes de pressions à partir de l'interface.

$\rho Q^T \ddot{U}$: Les forces transmises au réservoir par le biais des accélérations des nœuds du parement amont du barrage.

Les matrices Q , S , D et H sont données par les expressions suivantes :

$$Q = - \int N_u^T n N_P d\Gamma \quad 3.25$$

$$S = \int N_P^T \frac{1}{c^2} N_P d\Omega - \int N_P^T \frac{1}{g} N_P d\Gamma \quad 3.26$$

$$D = \int N_P^T \frac{1}{c} N_P d\Gamma \quad 3.27$$

$$H = \int \nabla N_P^T \nabla N_P d\Omega \quad 3.28$$

Où N_P et N_u sont, respectivement, les fonctions de forme retenues pour l'interpolation des variables pressions et des déplacements, T : symbole de transposition de matrice, n : la normale à la frontière Γ considérée, Ω : domaine fluide, ∇ : opérateur gradient, g : accélération de la pesanteur et c : célérité des ondes sonores dans l'eau.

A la fin les équations d'équilibre peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} M & \mathbf{0} & U \\ \rho Q^T & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{P} \\ \ddot{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{P} \\ \dot{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -Q \\ \mathbf{0} & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ U \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad 3.29$$

Si nous considérons uniquement le comportement en vibrations libres et omettons par suite toutes formes de dissipation d'énergie, le système se réduit à :

$$\begin{bmatrix} M & \mathbf{0} & U \\ \rho Q^T & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{P} \\ \ddot{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -Q \\ \mathbf{0} & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ U \end{Bmatrix} = \mathbf{0} \quad 3.30$$

On note immédiatement, que ce système n'est pas symétrique, et que par conséquent, les méthodes d'analyse modales usuelles ne sont pas directement applicables. Une symétrisation du système est possible en tirant de la deuxième ligne :

$\mathbf{P} = -\mathbf{H}^{-1} (\mathbf{S}\mathbf{P} + \ddot{\rho} \mathbf{Q}^T \ddot{\mathbf{U}})$ et en remplaçant dans la première. En multipliant la deuxième par $\mathbf{S}\mathbf{H}^{-1}$ on obtient finalement le système symétrique suivant:

$$\begin{bmatrix} \rho\mathbf{M} + \mathbf{Q}\mathbf{H}^{-1}\rho^2\mathbf{Q}^T & \rho\mathbf{Q}\mathbf{H}^{-1}\mathbf{S} \\ \rho\mathbf{S}\mathbf{H}^{-1}\mathbf{Q}^T & \mathbf{S}\mathbf{H}^{-1}\mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \ddot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \rho\mathbf{K} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} = \mathbf{0} \quad 3.31$$

3.2.4- Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de Réservoir :

Une analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir tout ça à l'aide de la méthode des éléments finis, la procédure de couplage est faite à l'aide de la méthode de sous-structure issu de la méthode présentée par SEMIH. KÜÇÜKARSLAN, Prof. SAFA BOZKURT COŞKUN, BARIS. TASKIN. (**Figure : 3.6**) illustre la géométrie du système étudié.

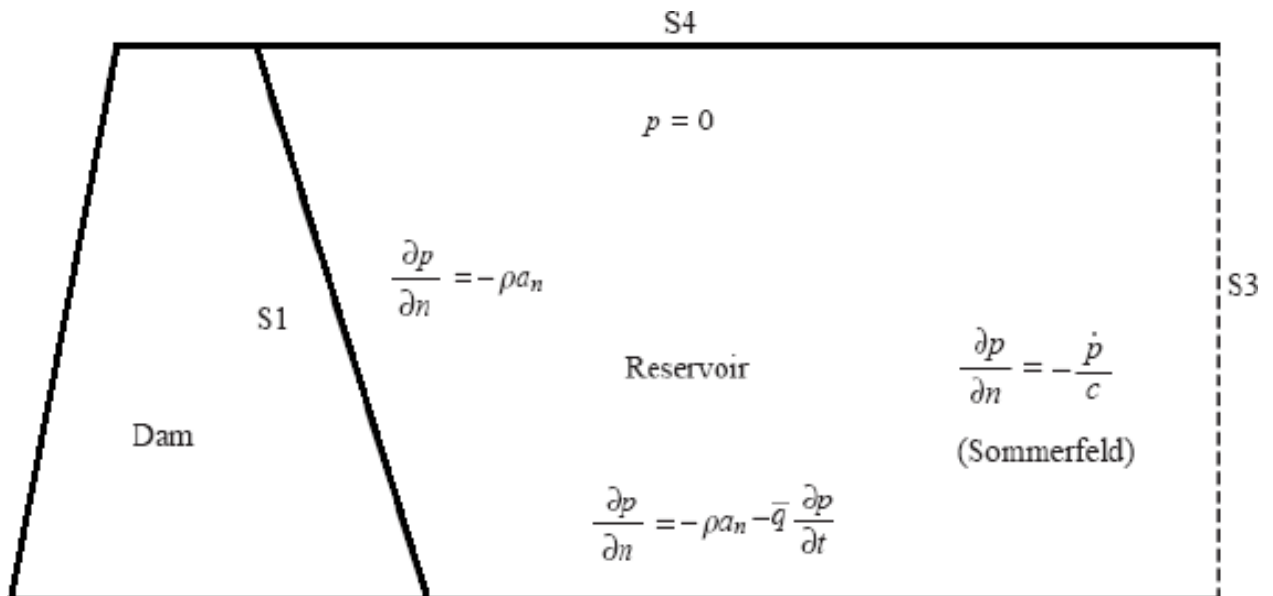


Figure 3.6 : Le système barrage-réservoir

Les équations du système sous l'effet de l'action séismique s'écrivent sous la forme suivante :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_g\} + \{\mathbf{E}(t)\} \quad 3.32$$

$\{\mathbf{E}(t)\}$: Le vecteur nodal des forces associées à la pression hydrodynamique du réservoir.

On utilise la matrice d'amortissement de type Rayleigh :

$$[\mathbf{C}] = [\mathbf{M}] + b_2[\mathbf{K}] \quad 3.33$$

(b_1, b_2 Des facteurs variables pour obtenir l'amortissement désiré du système).

On considère un fluide compressible non visqueux, la pression hydrodynamique p résultante de la réponse du sol pour un barrage rigide est :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad 3.34$$

En introduisant les conditions aux limites et après une discrétisation à l'aide de la méthode des éléments finis, on aura :

$$[G]\{\ddot{\mathbf{p}}\} + [C_f]\{\dot{\mathbf{p}}\} + [H]\{\mathbf{p}\} = \{\mathbf{b}\} \quad 3.35$$

Avec

$$H_{ij} = \sum \int \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dR \quad 3.36$$

$$G_{ij} = \sum \frac{1}{c^2} \int N_i N_j dR \quad 3.37$$

$$\{\mathbf{b}\}^T = \{-\rho(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) - \rho S^T \ddot{u}_g \quad 0 \quad 0\} \quad 3.38$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -q & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad 3.39$$

On utilise la technique de sous-structure, et on applique les conditions aux limites de pression et déplacement à l'interface de contact barrage-Réservoir (S1).

Appliquant la méthode de New mark à l'équation (3.32) :

$$[K]U^i = \{R^i\} \quad i: i^{\text{eme}} \text{ étape.} \quad 3.40$$

Avec :

$$[K] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

$$\{R^i\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} + [E^i] + [M](a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) \\ + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\})$$

$$a_0 = \frac{1}{Q\Delta t^2} ; a_1 = \frac{1}{Q\Delta t} ; a_2 = \frac{1}{Q\Delta t} ; a_3 = \frac{1}{2Q} - 1 ; a_4 = \frac{1}{Q} - 1 ; \\ a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{1}{Q} - 2 \right)$$

$$Q = 0.5 ; \gamma = 0.5$$

Appliquant la même méthode à l'équation (3.35) :

$$[\bar{H}]\{P^i\} = \{b^i\} \quad 3.41$$

Avec:

$$[\bar{H}] = [H] + a_0[G] + a_1[C_f]$$

$$\{b^i\} = \begin{Bmatrix} -\rho S^T(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \\ -\rho S^T u_g \\ 0 \end{Bmatrix} + [G](a_0\{P^{i-1}\} + a_2\{\dot{P}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{P}^{i-1}\}) \\ + [C_f](a_1\{P^{i-1}\} + a_4\{\dot{P}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{P}^{i-1}\})$$

Accélération nodale à l'interface barrage-réservoir est donnée par :

$$\{\ddot{u}_s^i\} = a_0(\{u_s^i\} - \{u_s^{i-1}\}) + a_2\{\dot{u}_s^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}_s^{i-1}\} \quad 3.42$$

Avec:

$$[h] = [\bar{H}]^{-1} = \begin{bmatrix} h_1 & h_{11} & h_{12} & h_{13} & h_{14} \\ h_2 & h_{21} & h_{22} & h_{23} & h_{24} \\ h_3 & h_{31} & h_{32} & h_{33} & h_{34} \\ h_4 & h_{41} & h_{42} & h_{43} & h_{44} \end{bmatrix}$$

Tel que :

$$\{P^i\} = [h]\{b^i\}$$

$$\{E^i\} = [S]\{P^i\}$$

$$[\hat{R}]\{u^i\} = \{\hat{R}\}$$

Donc

$$[\hat{R}] = [K] + a_0([M] + [\bar{M}]) + a_1[C] \quad 3.43$$

$$\{\hat{R}\} = -([M] + [\bar{M}])\{\ddot{u}_g\} + ([M] + [\bar{M}])(a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) + \\ [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\}) - \{E^*\} \quad 3.44$$

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{M} \end{bmatrix} / [\bar{M}]_S = \rho[S][h_{11}][S^T] \quad 3.45$$

$$[E_{S1}^*] = [S][h_1][G][G](a_0\{P^{i-1}\} + a_2\{\dot{P}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{P}^{i-1}\}) + [S][h_1][C_f](a_1\{P^{i-1}\} +$$

$$\mathbf{a}_4\{\dot{\mathbf{p}}^{i-1}\} + \mathbf{a}_5\{\ddot{\mathbf{p}}^{i-1}\} + \rho[\mathbf{S}][\mathbf{h}_{12}][\mathbf{S}^T][\ddot{\mathbf{U}}_g^i] \quad 3.46$$

La vitesse et l'accélération :

$$\{\mathbf{u}^i\} = \{\mathbf{u}^{i-1}\} + \{\dot{\mathbf{u}}^{i-1}\} + \{\ddot{\mathbf{u}}^i\} \quad 3.47$$

$$\{\dot{\mathbf{u}}^i\} = (\{\mathbf{u}^i\} - \{\mathbf{u}^{i-1}\}) - \{\mathbf{u}^{i-1}\} - \{\ddot{\mathbf{u}}^{i-1}\} \quad 3.48$$

$$\mathbf{a}_6 = \Delta(1 - \gamma) \text{ et } \mathbf{a}_7 = \gamma\Delta t \quad 3.49$$

La première et la seconde dérivée de la pression :

$$\{\dot{\mathbf{p}}^i\} = \{\dot{\mathbf{p}}^{i-1}\} + \mathbf{a}\{\ddot{\mathbf{p}}^{i-1}\} + \mathbf{a}_7\{\ddot{\mathbf{p}}^i\} \quad 3.50$$

$$\{\ddot{\mathbf{p}}^i\} = \mathbf{a}(\{\mathbf{p}^i\} - \{\mathbf{p}^{i-1}\}) - \mathbf{a}_2\{\dot{\mathbf{p}}^{i-1}\} - \mathbf{a}_3\{\ddot{\mathbf{p}}^{i-1}\} \quad 3.51$$

Répétition pour l'incrément de temps suivant remplacer i par $i+1$ et répéter les différentes étapes.

3.3- Méthode de couplage éléments finis-éléments infinis :

Un modèle numérique de couplage éléments finis-éléments infinis permettant d'évaluer le comportement dynamique des barrages poids en béton compte tenu des effets d'interaction fluide-structure et de la compressibilité de l'eau. Ce modèle est basé sur la discrétisation en éléments finis de la structure du barrage et l'idéalisation du réservoir semi infini avec un couplage éléments finis-éléments infinis. De plus, une technique de symétrisation performante, est utilisée pour résoudre le problème des vibrations libres du système couplé tout en évitant le processus d'inversion matriciel qui est, bien que numériquement indésirable, communément utilisé.

3.3.1- Représentation des éléments infinis :

Dans l'analyse de certains systèmes, on se trouve face à des domaines non bornés (Frontière infini). Une solution de base consiste à mailler suffisamment loin de la zone d'étude, en imposant des conditions aux limites appropriées. Cette approximation conduit soit à des erreurs significatives soit à des coûts trop élevés. Ce problème est résolu en utilisant des éléments semi-infinis (ou simplement appelés "infini"). (Alaa Chateaneuf (2005)).

Les fonctions de forme de ces éléments sont du type : $\frac{c_1}{r^1} + \frac{c_2}{r^2} + \frac{c_3}{r^3} + \dots$ Pour l'exemple d'un élément isoparamétrique à trois nœuds (**Figure 3.7**), les conditions géométriques sont :

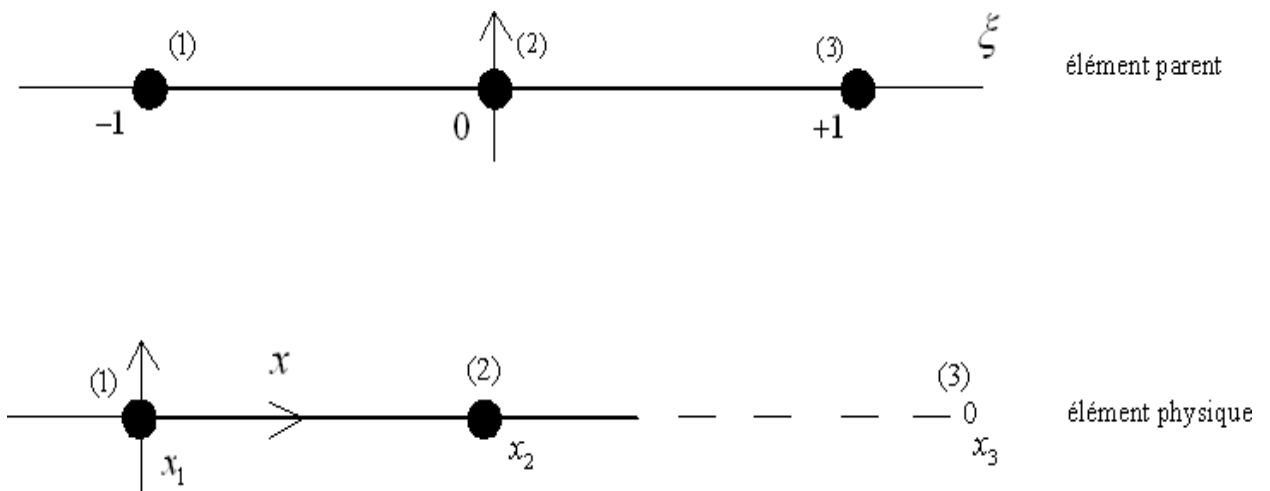


Figure 3.7 : Transformation géométrique de l'élément semi-infini.

Au nœud 1 : $\xi = -1 \rightarrow x = x_1$. Au nœud 2 : $\xi = 0 \rightarrow x = x_2$.

Au nœud 3 : $\xi = +1 \rightarrow x = +\infty$

L'interpolation géométrique est donc :

$$x = \left(1 + \frac{2\xi}{1-\xi}\right) x_2 - \left(\frac{2\xi}{1-\xi}\right) x_1 \tag{3.52}$$

L'élément est ainsi traité comme un élément isoparamétrique classique. Et à l'aide d'une transformation géométrique on génère un élément plan semi-infini à partir d'un élément parent à huit nœuds.

Le modèle d'éléments finis représentant le système barrage-réservoir est montré sur (**Figure 3. 8**) Le barrage ainsi qu'une partie du réservoir sont discrétisés en éléments quadrilatéraux quadratiques à huit noeuds (Q8). La partie du réservoir s'étendant à l'infini est tronquée à une certaine distance du parement amont du barrage, est représentée par les noeuds des contacts entre les deux maillages. (Abdelghani Seghir, Abdelkader Tahakourt (2007)).

L'équation d'équilibre dynamique, exprimée en champ des déplacements continus, d'un monolithe de barrage poids flexible, à comportement bidimensionnel élastique fixé à sa base s'écrit comme suit :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho_s \ddot{u}_i \quad | \Omega_s \tag{3.53}$$

Avec les conditions aux limites suivantes :

$$\sigma_{ij,j} n_j = p n_j \quad | \Gamma_1 \quad ; \quad \sigma_{ij,j} n_j = 0 \quad | \Sigma_s - \Gamma_1 - \Gamma_b \quad ; \quad u_i = 0 \quad | \Gamma_b \tag{3.54}$$

En se basant sur les hypothèses d'eau linéairement compressible sans viscosité, et en supposant de petites amplitudes pour les mouvements du système barrage-réservoir, le champ des pressions hydrodynamiques dans le réservoir satisfait l'équation d'onde avec les conditions aux limites suivantes :

$$\Delta P - \frac{1}{c^2} P'' = 0 \quad | \Omega_F \tag{a)}$$

3.55

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho u_n \quad | \Gamma_1 ; \quad \frac{\partial P}{\partial n} = 0 \quad | \Gamma_2 ; \quad \frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{\rho g} \ddot{P} \quad | \Gamma_2 \quad (b)$$

\ddot{u}_n représente la composante normale des accélérations des particules solides appartenant à l'interface barrage-réservoir. L'utilisation d'un modèle d'éléments finis impose une condition supplémentaire sur la surface de troncature Γ_4 afin de traduire l'atténuation de la pression à l'infini. Cette condition de radiation peut s'écrire comme suit

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{c} \dot{P} \quad | \Gamma_4 \quad 3.56$$

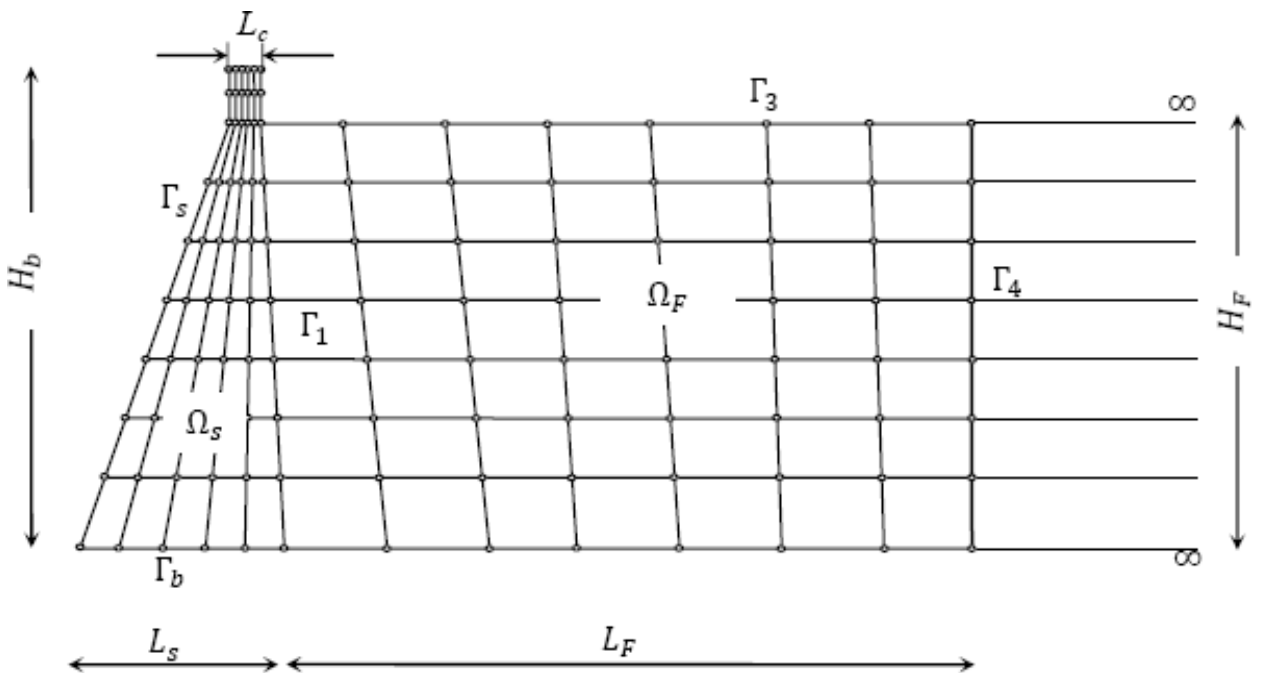


Figure 3.8 : Maillage du barrage et du réservoir.

À fin d'obtenir une solution satisfaisante avec une formulation en éléments finis à partir des équations précédentes, le domaine fluide non borné doit être très étendu dans la direction amont, spécialement si aucune condition de radiation n'est utilisée. Cependant, dans une formulation en couplage éléments finis-éléments infinis, le réservoir peut être convenablement traité non borné. Ainsi, la troncature du domaine fluide est contournée et aucune condition à la limite n'est nécessaire.

L'établissement des équations discrètes s'appuie sur la discrétisation des formes intégrales faibles des équations 3.53 et 3.55 (a) avec introduction du terme d'amortissement de la structure dans le système matriciel :

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \dot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ P \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 3.57$$

Les vecteurs U , P désignent respectivement les déplacements nodaux de la structure et les pressions nodales dans le réservoir.

M_S ; C_S ; K_S : Les matrices assemblées de masse, amortissement et rigidité de la structure.

M_F ; C_F ; K_F : Leurs analogues pour le fluide.

L'amortissement global du barrage est évalué selon le concept d'amortissement de Rayleigh. Le vecteur force $F_g = -M_S \ddot{u}_g$ contient les composantes des forces d'entraînement générées par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure.

par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure.

Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont reliées au vecteur inconnu des pressions nodales, à Travers la matrice d'interaction Q . La matrice globale "masse fluide" inclue la compressibilité de l'eau et les effets des ondes de surface. La matrice "d'amortissement fluide" associée aux effets de radiation n'intervient pas dans le modèle de couplage éléments finis – éléments infinis.

Implémentation des éléments infinis :

L'objectif principal visé dans l'emploi des éléments infinis pour l'analyse des systèmes barrage-réservoir est de modéliser économiquement le domaine réservoir non borné et d'éviter l'utilisation de la matrice C_F associée à la condition de radiation. En général, deux approches peuvent être utilisées :

- L'approche directe par des fonctions de forme décroissantes.
- L'approche inverse par des transformations géométriques ascendantes.

L'approche directe par des fonctions décroissantes, appliquée ici pour établir un élément infini à partir de l'élément fini isoparamétrique à huit nœuds (Q8), consiste à étendre le domaine de définition des coordonnées naturelles en dehors de l'élément jusqu'à l'infini dans la direction amont. Les nouvelles fonctions d'interpolation F_i associées au nœud i , sont obtenues en multipliant les fonctions de formes ordinaires N_p par des fonctions décroissant asymptotiquement vers zéro lorsque la coordonnée horizontale tend vers l'infini. Les fonctions décroissantes sont sélectionnées de telle sorte à reproduire l'atténuation de la pression dans la direction amont. Ainsi, les nouvelles expressions des fonctions d'interpolation s'écrivent comme suit :

$$F_i(\xi, \eta) = N_{pi}(\xi, \eta) \frac{\xi_i - \xi}{L} \quad \mathbf{3.58}$$

L'indice i fait référence au numéro du nœud, ξ représente la coordonnée horizontale locale et L est un paramètre introduit pour contrôler la sévérité de la décroissance.

La matrice JACOBIENNE originale ainsi que le maillage d'éléments finis initial du réservoir restent inchangés. L'inclusion ξ_i a pour but d'assurer que les fonctions de décroissance, par suite les fonctions d'interpolation, prennent des valeurs unitaires aux nœuds pour lesquels elles sont définies. Les modifications nécessaires pour insérer l'approche directe dans un programme de calcul par éléments finis concernent essentiellement l'intégration numérique et l'évaluation des nouvelles fonctions de forme et de leurs dérivées. Les points et poids d'intégration numérique sont calculés selon la méthode de Gauss-Laguerre puis modifiés pour l'intervalle $[-1, \infty[$.

Les matrices "masse fluide" et "rigidité fluide" prennent, pour les éléments infinis, les expressions suivantes

$$(M_{F\infty})_{ij} = \left[\sum_{-1}^{+1} \int_{-1}^{\infty} \frac{F_j}{c^2} \frac{1}{F_i} \det(J) d\eta d\xi \right] + \left[\int_{-1}^{\infty} \frac{F_j}{g} \frac{1}{F_i} \det(J) d\xi \right]_{\eta=1} \quad 3.59$$

$$(k_{F\infty})_{ij} = \left[\sum_{-1}^{+1} \int_{-1}^{\infty} \langle F_j \rangle \langle F_i \rangle \{F_{j\xi}\} \det(J) d\eta d\xi \right]_{F_{j\eta}} \quad 3.60$$

La virgule en indice signifie la différentiation par rapport à la coordonnée locale qui la suit

3.3.2- Problème des Vibrations libres :

Le problème des vibrations libres du système couplé barrage-réservoir s'obtient en réécrivant le système d'équations (3.57) sans considération des matrices de dissipation :

$$\left(\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ P \end{Bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q & M_F \end{bmatrix} \right) = 0 \quad 3.61$$

Ce système n'est pas symétrique, par conséquent, les méthodes d'analyse modale usuelles ne sont pas directement applicables. Cependant, il existe plusieurs techniques permettant de le réécrire sous diverses formes symétriques. Toutefois, elles présentent en général, un inconvénient majeur relatif à des changements de variables, des inversions matricielles et des produits de trois matrices. (Abdelghani Seghir, Abdelkader Tahakourt (2007)).

La technique, proposée ici, se base sur l'inversion de la matrice masse de la structure et ne demande aucun changement de variable. De plus les effets des ondes de surface peuvent être facilement inclus. Le système symétrique résultant s'écrit :

$$\left(\begin{bmatrix} \frac{1}{\rho} K_F + Q^T M_S^{-1} Q & -Q^T M_S^{-1} K_S \\ K_S^T M_S^{-1} Q & K_S^T M_S^{-1} K_S \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_F & 0 \\ \rho Q^T & K_S^T \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} P \\ u \end{Bmatrix} = 0 \quad 3.62$$

On voit clairement dans la forme de ce système que les calculs de l'inversion matricielle sont évités puisque l'inverse de la matrice masse diagonale n'est autre que l'inverse de ses éléments diagonaux. Il s'ensuit des réductions considérables dans les calculs des doubles produits matriciels qui se réduisent à de simples produits.

3.4- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons surtout essayé de mettre en évidence le problème de l'interaction fluide-structure :

La méthode des Éléments finis qui comprend deux modèles: Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporelle et Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrageréservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir. Cette méthode des éléments finis est consacré aux études des barrages aussi bien que les réservoirs ce qui donne une spécificité à cette méthode.

Chapitre 04 : Application Numérique

4.1- Introduction :

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence, il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes. Les modèles numériques développés doivent conduire à une évaluation fiable et efficiente des déformations et des contraintes dynamiques induites dans les corps des barrages, compte tenu des interactions sismiques sol- structure et fluide-structure.

Les problèmes d'interaction fluide-structure-sol peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en béton sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe.

Avec l'avènement de la micro-informatique et la mise au point des méthodes numériques performantes, un développement considérable a été enregistré dans le domaine de l'analyse dynamique sont toujours en cour pour mettre en place des outils et des modèles permettant à l'ingénieur de mieux décrire le comportement sismique et prendre les solutions qui s'imposent.

L'objet de ce mémoire est d'exposer l'effet l'interaction sol-structure sur réponse dynamique des barrages poids en béton. A cet effet, deux modèles d'éléments finis à deux dimensions (2D) sont générés à l'aide du logiciel ANSYS. Le premier modèle représente le barrage seul, qui est fixe à sa base (modèle sans ISS). Le deuxième modèle illustre le système couplé barrage-fondation (modèle avec ISS). Le barrage-poids en béton de Oued Fodda, situé au nord-ouest de l'Algérie, est choisi dans la présente étude. Le fluide du réservoir est représenté par une masse ajoutée en utilisant l'approche Westergaard.

4.2- Présentation de l'ouvrage :

Le barrage d'Oued Fodda (Figure 4.1), appelé aussi "barrage Steeg", est le premier des grands barrages construits en Algérie



Figure 4.1 :barrage-poids en béton d'Oued Fodda



Figure 4.2 : Situation géographique du barrage de l'Oued Fodda

L'étude de faisabilité a débuté en 1910 mais sa construction a commencé en 1926 pour se terminer en 1932. Cet ouvrage est situé à 20 Km environ de la ville de l'Oued FODDA, dans la Wilaya de Chlef au Nord-Ouest de l'Algérie (**Figure 4.2**), au confluent de l'Oued Fodda (d'où le nom du barrage). Le cours de cet Oued se fraye un passage dans une gorge profonde, à travers du massif calcaire connu sous le nom de "KOUDIAT LAROUAH". L'ouvrage construit pour le compte du service central des irrigations en Algérie barre une vallée profonde composée de calcaires très fissurés qui ont nécessité pour leur imperméabilisation l'injection à haute pression de produits chimiques et de ciment. Cette région de l'Oued Fodda a été affectée par de grands séismes et cette nouvelle technique s'avéra efficace car plusieurs secousses telluriques n'eurent aucune conséquence pour le barrage. La cuvette du barrage draine les eaux d'un bassin versant de 800 km². Sa capacité de 225Hm³ permettait d'irriguer 18 000 Ha sur la rive gauche de la vallée de Chlef en amont du seuil de Pontéba dans la vallée de l'Oued Fodda.

4.3- Profil du barrage :

Le barrage de l'Oued Fodda est un barrage de type poids en béton, Les caractéristiques géométriques du système barrage-fondation-réservoir sont présentées dans la figure 4.3.

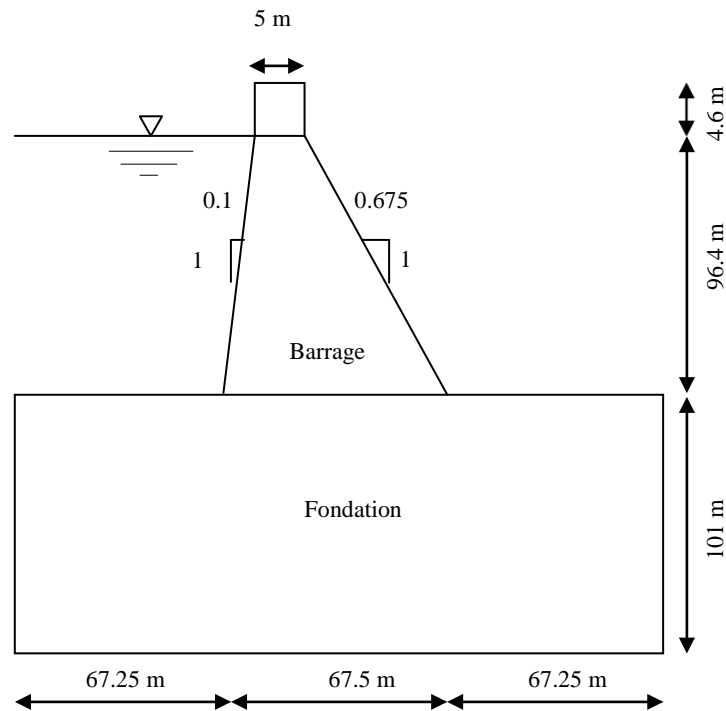


Figure 4.3: Profile du barrage de l'Oued Fodda

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et de la fondation rocheuse et réservoir d'eau sont récapitulées dans le tableau 4.1. Le béton du barrage a une résistance à la traction de 2 MPa et une résistance à la compression de 22 MPa.

Tableau 4.1 : Propriétés des matériaux du barrage-poids de l'Oued Fodda

Matériau	Propriétés des matériaux		
	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
Barrage	24600	0.20	2640
Fondation	20000	0.33	2000

Il est généralement admis que les barrages en béton 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 appliqué au système barrage-fondation-réservoir.

4.4- Modélisation du système barrage-fondation par éléments finis

Le système d'interaction barrage-fondation est étudié en utilisant deux modèles numériques en deux dimensions (2D). Le premier modèle représente le barrage seul, qui est fixe à sa base, c'est-à-dire barrage sans ISSI (Figure 4.4). Le deuxième modèle représente le système couplé barrage-fondation, c'est-à-dire barrage avec ISSI (Figure 4.5). La pression hydrodynamique du fluide du réservoir est considérée selon la technique de Westergaard. Les différents modèles d'éléments finis sont générés à l'aide du logiciel ANSYS.

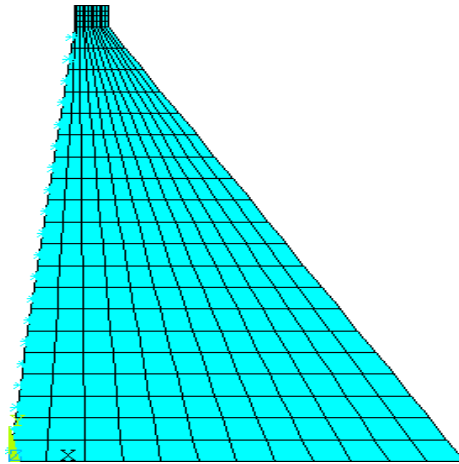


Figure 4.4 : Modèle d'éléments finis du barrage seul

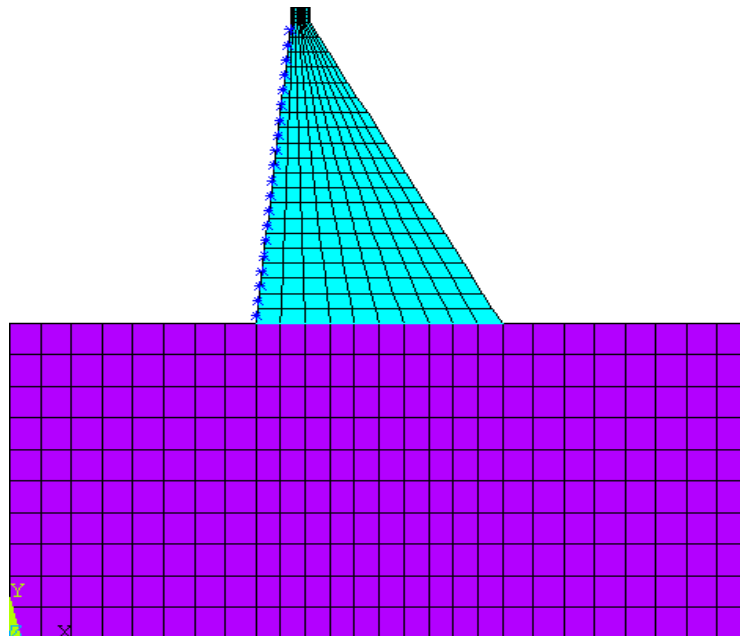


Figure 4.5 : Modèle d'éléments finis du système couplé barrage-fondation

4.5- Analyse sismique et résultats

4.5.1- Réponse sismique du barrage de l'Oued Fodda

Cette étude présente la réponse sismique du barrage-poids en béton de l'Oued Fodda en tenant compte du phénomène d'interaction sol-structure. La composante horizontale du séisme de Boumerdes de 2003 avec une accélération maximale du sol (pga) de 0,34 g est utilisée dans les analyses (Figure 4.6). L'analyse transitoire est effectuée à l'aide du logiciel ANSYS. L'algorithme de Newmark est utilisé dans les solutions numériques. Les déplacements horizontaux maximaux et les contraintes principales maximales dans le barrage sont présentés pour les deux modèles sans et avec ISS.

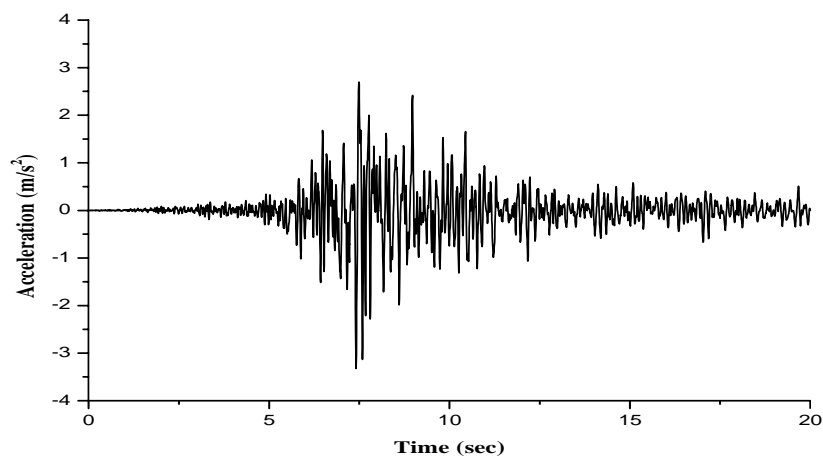


Figure 4.6 : Enregistrements du séisme de Boumerdes de 2003

4.5.1.1- Déplacements

La variation du déplacement horizontal à la crête du barrage est présentée à la figure 4.7 pour les deux modèles sans et avec ISS. Le déplacement horizontal au niveau de la crête augmente de 1,96 cm dans le modèle sans ISS à 3,78 cm dans le modèle avec ISS. Cela indique qu'il y a environ 93% d'augmentation de l'amplitude du déplacement à la crête dans le modèle avec ISS. La figure 4.8 montre les contours du déplacement horizontal maximal à la crête du barrage pour le modèle sans ISS et le modèle avec ISS. Il est évident que les déplacements horizontaux obtenus à partir du modèle avec ISS sont plus élevés que ceux obtenus à partir du modèle sans ISS en raison de l'effet du phénomène d'interaction sol-structure.

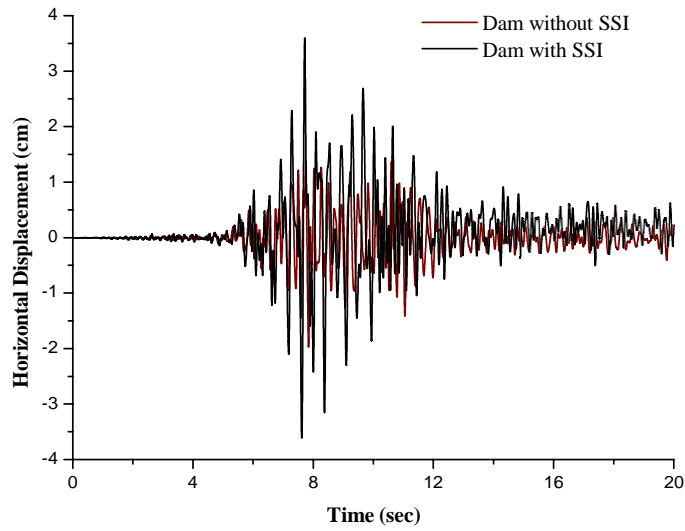
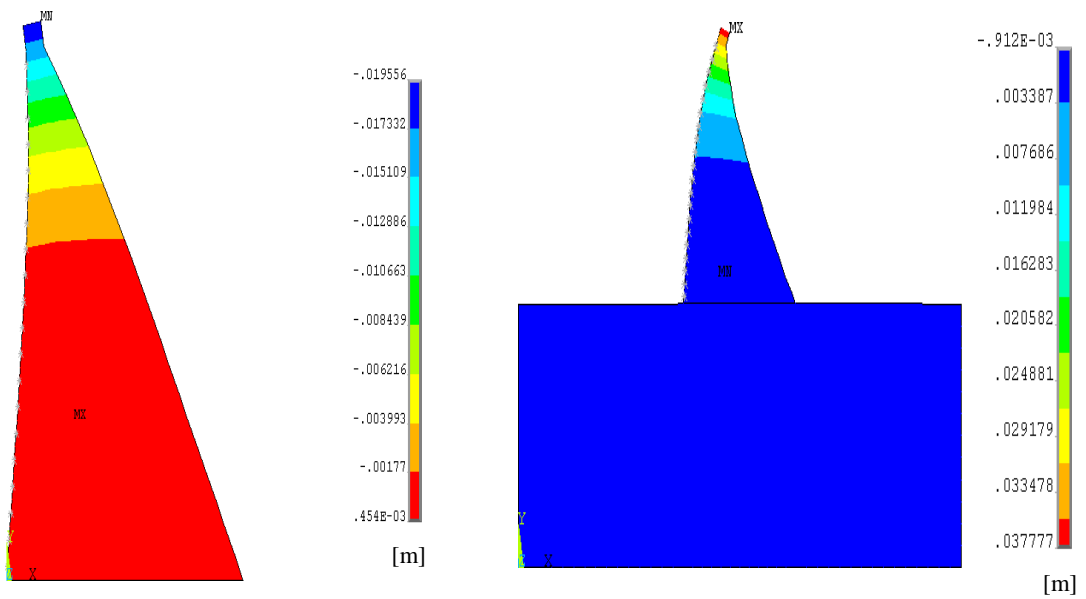


Figure 4.7 : Variation du déplacement horizontal à la crête du barrage pour le modèle sans ISS et le modèle avec ISS



(a) Modèle sans ISS

(b) Modèle avec ISS

Figure 4.8 : Contours du déplacement horizontal maximal du barrage

4.5.1.2- Contraintes

Les figures 4.9 et 4.10 représentent les contours des contraintes principales maximales de traction et de compression du barrage pour les deux modèles sans et avec ISS. On observe que les contraintes principales maximales obtenues à partir du modèle avec ISS sont supérieures à celles obtenues à partir du modèle sans ISS. De plus, les contraintes principales maximales se produisent aux parties inférieure et supérieure du barrage.

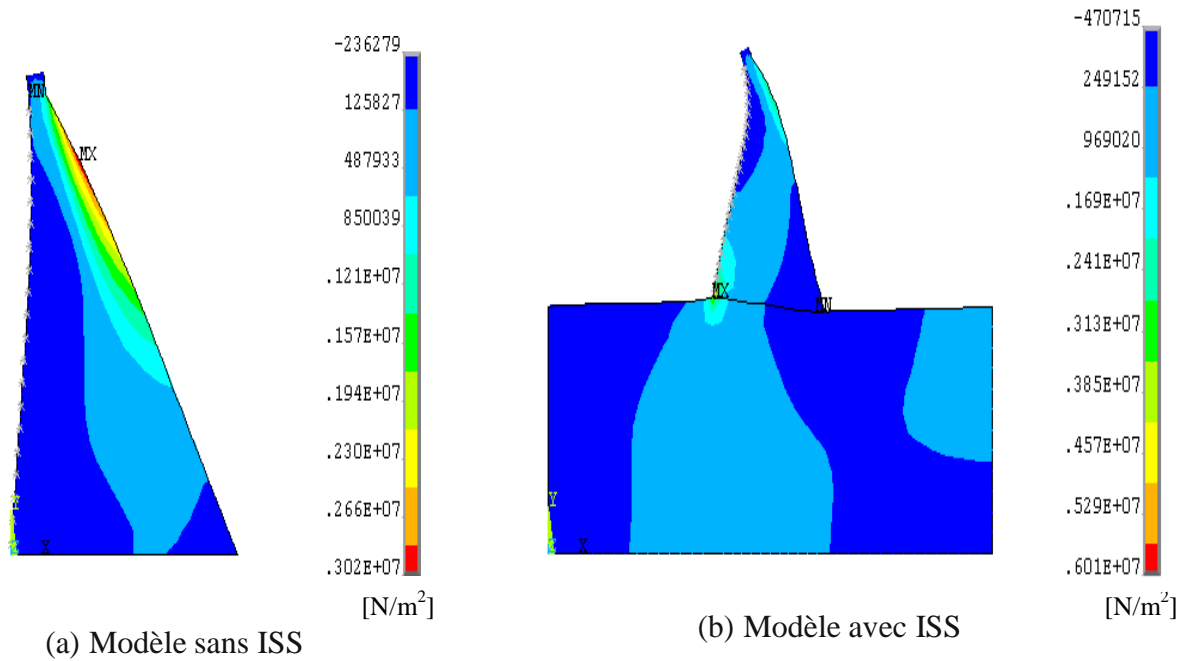


Figure 4.10 : Contours des contraintes principales maximales de traction du barrage

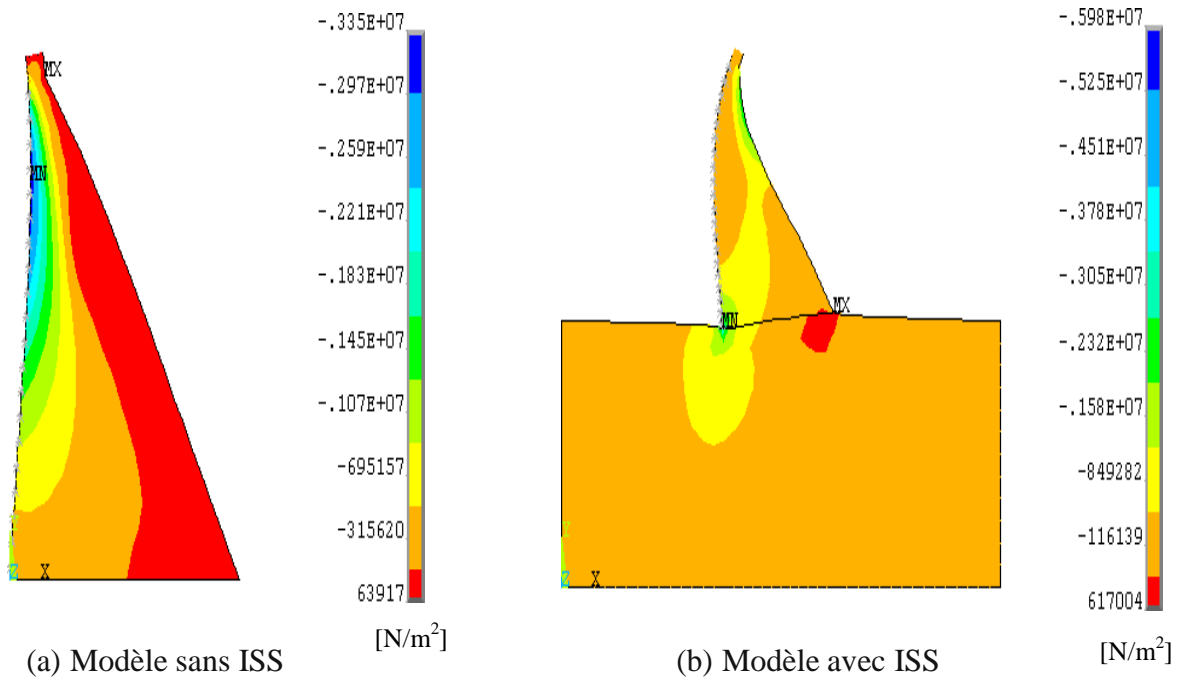


Figure 4.11 : Contours des contraintes principales maximales de compression du barrage

La figure 4.12 illustre les contours de l'intensité des contraintes maximales du barrage pour les modèles sans et avec ISS. Il est clair que l'intensité des contraintes est plus élevée sous l'effet de l'interaction sol-structure.

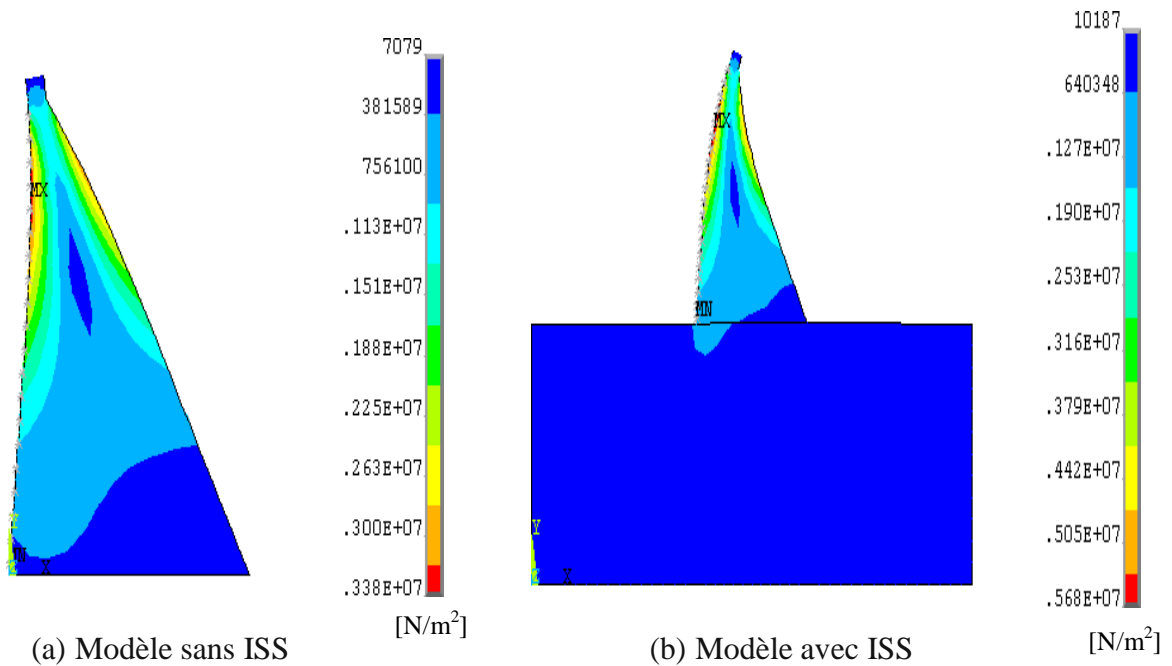


Figure 4.12 : Contours de l'intensité des contraintes maximales du barrage

La figure 4.13 et 4.14 illustrent les contours de déformation principale maximale de traction et d'intensité de déformation du barrage pour les modèles sans et avec ISS. On voit que les déformations principales de traction et les intensités de déformation sont plus élevées sous l'effet de l'interaction sol-structure.

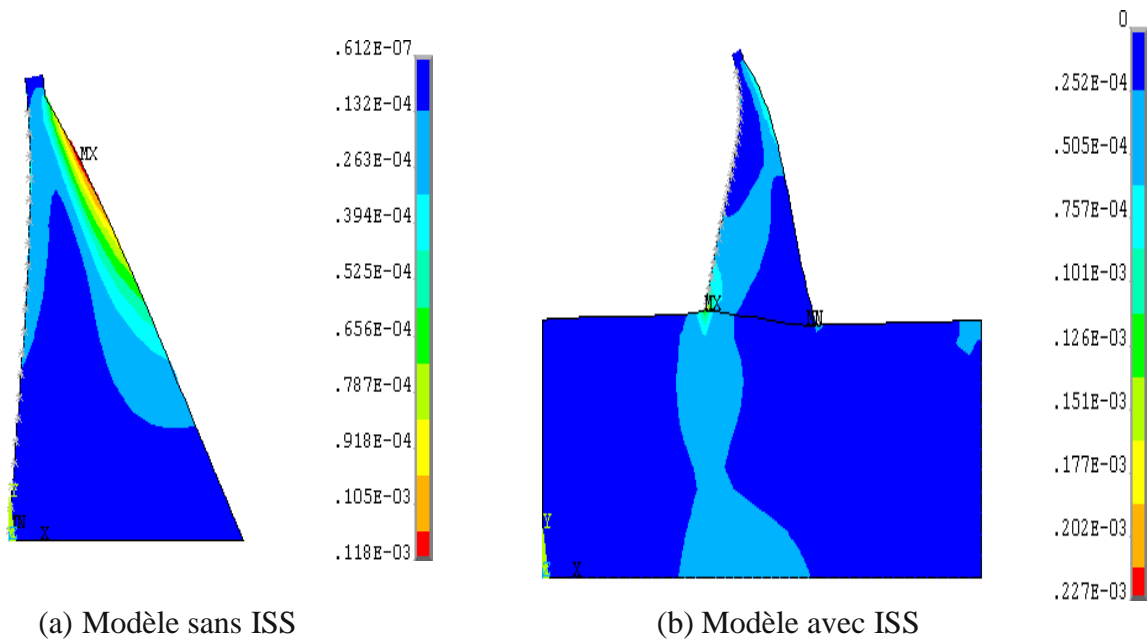


Figure 1.13 : Contours de déformation principale maximale de traction du barrage

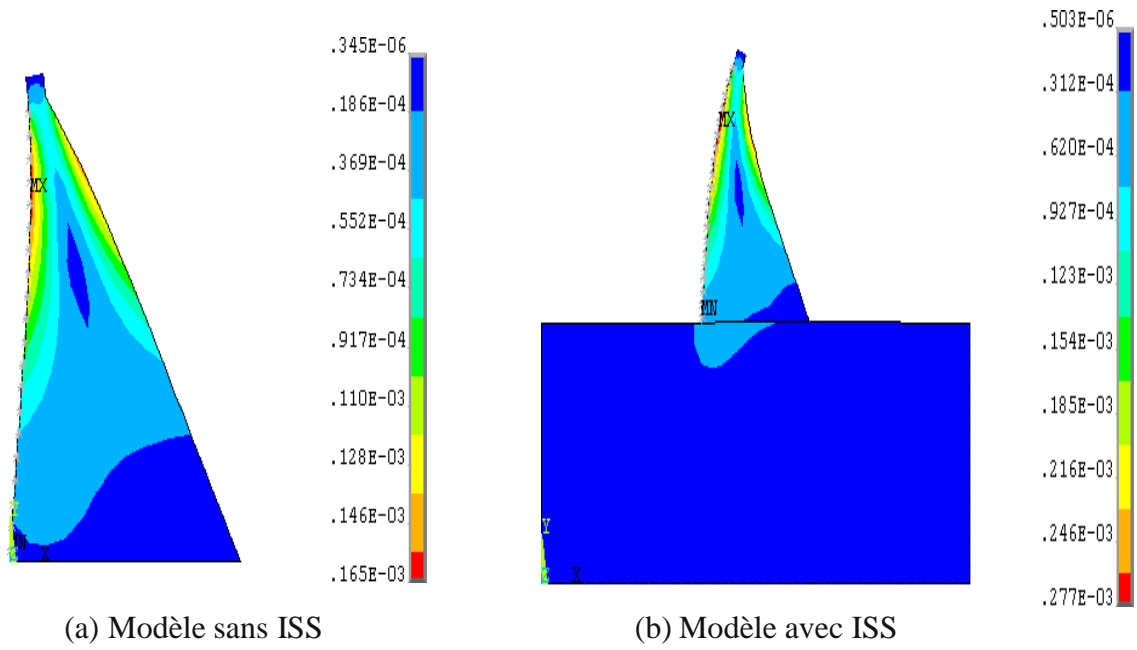


Figure 4.14 : Contours d'intensité de déformation maximale du barrage

Conclusions Générale

Ce travail présente l'effet du phénomène d'interaction sol-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton. A cet effet, deux modèles éléments finis à deux dimensions (2D) : modèle sans ISS et modèle avec ISS sont pris en compte dans les analyses sismiques du barrage en béton de l'Oued Fodda.

À partir des résultats numériques obtenus dans l'étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le phénomène d'interaction sol-structure augmente les déplacements horizontaux et les contraintes principales dans le corps du barrage.
- L'analyse sismique présente des contraintes élevées au talon ainsi qu'au sommet du barrage pour les deux modèles sans et avec ISS.
- On observe également dans le modèle avec ISS que les parties supérieure et inférieure du barrage sont les zones les plus sollicitées, ce qui provoque des fissures dans le béton dans ces régions.
- Lorsque le phénomène d'interaction sol-structure est pris en compte dans l'analyse, l'effort tranchant augmente dans la base, ce qui peut conduire à une instabilité du barrage.

La réponse sismique d'un barrage en béton compte tenu de l'effet d'interaction sol-structure dépend des caractéristiques du mouvement sismique, du sol de fondation et du barrage lui-même. Il est évident que la prise en compte du phénomène d'interaction sol-structure dans l'analyse sismique des barrages-poids en béton affecte les paramètres de réponse. Par conséquent, il devient impératif d'effectuer l'analyse de l'interaction sol-structure pour les structures massives telles que les barrages-poids en béton.

Référence bibliographique :

- M. Christian KERT (Le 9 juillet 2008) « L'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques ».rapport d'office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques.
- Lila (2012) «Surveillance et sécurité des barrages» Mémoire de Master Académique, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Anonyme (12/06/2011) «influence des caractéristiques de la base en roche sur la réponse dynamique non linéaire d'un barrage réservoir ». Mémoire de Magistère, Université Hadj Lakhdar- BATNA.
- Alain-PECKER (1984). Dynamique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Pecker, A. (1984).Dynamique des sols. Presse, ENPC, Paris, France.
- Cremer,C. (2001). Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme. Thèse de doctorat, LMT Cachan-ENS, France.
- Chatzigogos, C. (2007). Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception. Thèse de doctorat, Ecole Poly-technique, France.
- Grange, S. Kotronis, P. et Mazars, J. (2008). A macro-element for a circular foundation to simulated soil-structure interaction. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32(10):1205–1227.
- LYSMER J (1978) Analytical procedures soil dynamics-state of the ASCE-conference on soil dynamics and earthquake engineering.

-
- IDRISS J.M and KENNEDY (1980) R.P.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)
 - George Mylonakis (2001) City University of New York, NY, « Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures ».
 - George Gazetas (29 Mar 2001) National Technical University of Athens, Greece « Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures ».
 - B.Tiliouine, A. Seghir (1997). Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda. CAM97, Damas, Syrie.
 - S. Kőçőkaslan, S.B. Coşkun, B. Taşkin (2005). Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. Journal of fluid and structure 20 ,1073-1084.
 - Alaa CHATEAUNEUF (2005). Comprendre les éléments finis. Ellipses Edition Marketing S.A.
 - Abdelghani Seghir, Abdelkader Tahakourt (2007). Analyse dynamique des systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis, 7eme Colloque national AFPS. Ecole centrale Paris.
 - Wolf JP, Song C (1988) Finite-element modeling of unbounded media. New York: Wiley.
 - 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, D., Tiliouine, B., & Ouzandja, T. (2017, July). Nonlinear seismic response of concrete gravity dams. In International Congress and Exhibition " Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology" (pp. 13-21). Springer, Cham.
 - Ouzandja, D. (2016). Effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton (Doctoral dissertation, Alger, Ecole Nationale Polytechnique).
 - 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., & ouzandja, t. Dynamic behavior analysis of concrete gravity dams analyse du comportement dynamique des barrages-poids en béton.