

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

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

N° :



**DOMAINE : SCIENCES ET
TECHNOLOGIES**

FILIERE : GÉNIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

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

THEME

**Comportement dynamique des systèmes
d'interaction barrage poids-réservoir**

Dirigé par :

Encadreur : Ouzandja Djamel

CoEncadreur : Bouguerra Kheireddine

Présenté par :

**Seghiour El Mountassir
Billeeh**

Année universitaire : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Louange à Dieu, Seigneur des Mondes, qui nous a guidés et insufflé la force nécessaire pour mener à bien ce travail.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre honorable encadrant, Monsieur **OUZANDJA Djamel**, pour ses précieux conseils, sa rigueur scientifique et son accompagnement constant. Nos remerciements s'adressent également à Monsieur **BOUGUERRA Kheïreddine** pour son soutien. Nous saluons aussi les respectables membres du jury qui ont l'amabilité d'évaluer ce modeste travail de recherche.*

Par ailleurs, nous tenons à remercier chaleureusement l'ensemble du corps administratif et pédagogique de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila. Notre reconnaissance va également à tous les enseignants et professeurs qui ont jalonné notre parcours éducatif, depuis l'école primaire jusqu'à l'université.

Enfin, que tous ceux qui nous ont soutenus, de près ou de loin, et qui ont contribué à la concrétisation de ce projet, trouvent ici l'expression de notre vive gratitude.



DEDICACES

*"C'est avec un immense plaisir que je dédie
ce modeste travail aux
les plus chères à mon cœur, ma mère
mon soutien à chaque étape, mon père
mes chers frères et sœurs, ainsi qu'à tous
les membres de ma famille.*

*À tous mes collègues qui m'ont
accompagné tout au long de mon parcours
universitaire,
et à tous ceux qui occupent une place
spéciale dans mon cœur."*

Résumé :

La prévision de la réponse dynamique d'un barrage-poids en béton représente un défi majeur, liée à son interaction avec le réservoir d'eau. L'objectif de cette étude est de présenter la réponse dynamique des barrage-poids en béton en tenant compte de l'interaction fluide-structure. Le barrage-poids de Oued Fodda, situé dans la Wilaya de Chlef, au nord-ouest de l'Algérie, est examiné dans le cadre de cette recherche. L'interface d'interaction entre le barrage et le réservoir d'eau est modélisée à l'aide des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb, assurant l'interaction entre le barrage et le réservoir d'eau. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée à l'aide des éléments finis fluides basés sur l'approche lagrangienne. L'analyse dynamique du système barrage-réservoir révèle que la pression hydrodynamique exercée par le réservoir augmente les déplacements et les contraintes au sein du corps du barrage.

Mots-clés : Barrage-poids en béton, interaction fluide-structure, contact de frottement, réponse dynamique, méthode des éléments finis.

Abstract:

Predicting the dynamic response of a concrete gravity dam presents a major challenge due to its interaction with the water reservoir. The objective of this study is to present the dynamic response of concrete gravity dams, taking into account fluid-structure interaction. The Oued Fodda gravity dam, located in the Chlef Province of northwestern Algeria, is examined in this research. The interaction interface between the dam and the water reservoir is modeled using surface-surface contact elements based on Coulomb's law of friction, which governs the interaction between the dam and the reservoir. The hydrodynamic pressure of the reservoir water is modeled using fluid finite elements based on Lagrangian approach. The dynamic analysis of the dam-reservoir system reveals that the hydrodynamic pressure exerted by the reservoir increases the displacements and stresses within the dam body.

Keywords: Concrete gravity dam, fluid-structure interaction, friction contact, dynamic response, finite element method.

الملخص:

يمثل التنبؤ بالاستجابة الديناميكية لسد خرساني ثقلي تحديًا كبيرًا نظرًا لتفاعله مع خزان المياه. تهدف هذه الدراسة إلى عرض الاستجابة الديناميكية للسدود الخرسانية الثقيلة، مع الأخذ في الاعتبار تفاعل المائع مع المنشأة. وقد تم فحص سد وادي فودة الثقلي، الواقع في ولاية الشلف شمال غرب الجزائر، في هذا البحث. تم نمذجة سطح التفاعل بين السد وخزان المياه باستخدام عناصر تلامس سطحية، استنادًا إلى قانون كولوم للاحتكاك، الذي يحكم التفاعل بين السد والخزان. كما تم نمذجة الضغط الهيدروديناميكي لمياه الخزان باستخدام عناصر محدودة للموائع، استنادًا إلى منهج لاغرانج. ويكشف التحليل الديناميكي لنظام السد والخزان أن الضغط الهيدروديناميكي الناتج عن الخزان يزيد من الإزاحات والإجهادات داخل جسم السد.

الكلمات المفتاحية: سد خرساني ثقلي، تفاعل المائع مع المنشأة، تلامس الاحتكاك، الاستجابة الديناميكية، طريقة العناصر

المحدودة.

Sommaire

Introduction Générale.....	1
Chapitre 01 : Généralités les barrages	
1.1 Introduction	3
1.2 Définition	3
1.3 Historique des barrages	3
1.4 Les différents types de barrages	4
1.4.1 Barrages en béton	4
1.4.1.1 Barrages poids.....	4
1.4.1.2 Barrages voûtes	5
1.4.1.3 Barrages à contreforts ou multi-voûtes	6
1.4.1.4 Barrage en BCR	7
1.4.2 Barrages en remblais	8
1.4.2.1 Les barrages à masque amont	9
1.4.2.2 Les barrages zonés avec un noyau	9
1.4.2.3 Les barrages en terre homogène	10
1.4.3 Barrages en mobiles.....	11
1.4.3.1 Barrage mobile à Aiguille	12
1.4.3.2 Barrage mobile à battant	12
1.4.3.3 Barrage mobile à gravité	13
1.4.3.4 Barrage mobile à clapets	13
1.5 Les exemples de grands barrages dans le monde	14
1.6 L'utilisation des barrages	15
1.7 Classification des barrages	15
1.7.1 Matériaux de construction	15
1.7.2 La façon de résister à la poussée de l'eau.....	15
1.8 Choix du Site du Barrage	15
1.9 Avantages et Particularités en Béton.....	16
1.9.1 Barrages poids	16
a) Avantage :	16
b) Particularités :	16
1.9.2 Barrages Voûtes.....	16
a) Avantage :	16
b) Inconvénients :	17

1.9.3 Barrages à contrefort ou multi-voûtes	17
a) Avantage :	17
b) Inconvénients :	17
1.10 Conclusion	17

Chapitre 02 : Méthode d'interaction fluide-structure

2.1 Introduction	19
2.2 Différentes méthodes d'interaction fluide-structure	20
2.2.1 La méthode de masse ajoutée	20
2.2.1.1 Effet d'inertie	21
2.2.1.2 Effet de compressibilité	23
2.2.1.3 Effet de viscosité	24
2.2.2 Détermination de la masse d'eau entraînée	24
2.3 Solution de westergaard	25
2.4. Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis	26
2.4.1.1. Équation du mouvement	28
2.4.1.2. Formulation en pression	28
2.4.1.4 Condition sur la surface en fond de réservoir	32
2.4.1.2 Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporel	35
2.5 Conclusion	41

Chapitre 03 : Généralités sur les contacts

3.1 Définition du contact	43
3.2 Différents types de contact	44
a) Contact unilatéral, sans frottement	44
b) Frottement	45
3.3 Éléments de contact	47
a) Modélisation du contact	48
b) Rigidité du contact	48

Chapitre 04 : Application numérique

4.1 Introduction	50
4.2 Présentation de l'ouvrage	50
4.3 Profil type du barrage	52
4.4 Modélisation du système barrage-réservoir par éléments finis	53
4.5 Éléments de contact surface-surface	54
4.6 Analyse dynamique	54

4.6.1 Analyse modale	54
4.6.2 Analyse transitoire	58
4.6.2.1 Variation des déplacements	58
4.5.2.2 Variation des contraintes.....	60
4.7 Conclusion.....	63
Conclusion générale	64

Liste des tableaux

Tableau 4. 1: Propriétés des matériaux du barrage-poids de Oued Fodda.....	53
Tableau 4. 2: Cinq premières fréquences naturelles du système couplé barrage-réservoir	55

Liste des figures

Chapitre 01 : Généralités les barrages

Figure 1.1 : Schéma simplifié des barrages poids en béton	4
Figure 1.2 : Barrage poids de la grande dixence -Suisse.....	5
Figure 1.3 : Barrage voute Victoria Dam- Sri Lanka.....	6
Figure 1.4 : le barrage Daniel-Johnson au Québec- Canada	7
Figure 1.5 : Barrage en BCR du Riou- France.....	7
Figure 1.6 : barrage de Tabellout Jijel- Algérie	8
Figure 1.7 : Coupe transversale d'un barrage en remblai.....	8
Figure 1.8 : Schéma simplifié des barrages à masque.....	9
Figure 1.9 : Schéma simplifié de barrage a noyau	10
Figure 1.10 : Schéma simplifié de barrage en terre homogène	11
Figure 1.11 : barrage des Fades- France.....	11
Figure 1.12 : Barrage à aiguille- France	12
Figure 1.13 : Barrage mobiles à battants à axe horizontal, Kettwig-Allemagne.....	13
Figure 1.14 : Barrage de mobile à clapets, la caserne- France	14

Chapitre 02 : Méthode d'interaction fluide-structure

Figure 2. 1 : Barrage -réservoir	20
Figure 2. 2 : IFS méthode de masse ajoutée Westergaard.....	21
Figure 2. 3 : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage	23
Figure 2. 4 : Modélisation géométrique d'un barrage-poids.....	24
Figure 2. 5 : Géométrie du réservoir - notations des bords	28
Figure 2. 6 : Fluctuations de surface libre	32
Figure 2. 7 : Conditions aux limites sur le fond	34
Figure 2. 8 : Présentation du système barrage-réservoir	36
Figure 2. 9 : Le Système barrage-réservoir	38

Chapitre 03 : Généralités sur les contacts

Figure 3. 1: Problème de contact unilatéral.....	44	
Figure 3. 2: La loi de contact	Figure 3. 3: Régularisation de loi de contact.....	45
Figure 3. 4: la loi de Tresca.....	46	
Figure 3. 5: la loi de Coulomb.....	47	
Figure 3. 6 : modélisation des surfaces en contact.....	48	

Chapitre 04 : Application numérique

Figure 4. 1 : barrage-poids en béton de Oued Fodda	51
Figure 4. 2 : Situation géographique du barrage de Oued Fodda.....	52
Figure 4. 3 : Profil type du barrage de l'Oued Fodda	52
Figure 4. 4 : Discrétisation par Eléments finis du système barrage-réservoir	53
Figure 4. 5 : Eléments de surface : target et contact.	54

Figure 4. 6: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements	55
Figure 4. 7: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements	56
Figure 4. 8: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	56
Figure 4. 9: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements.....	57
Figure 4. 10: Cinquième mode de vibration et la répartition des déplacements	57
Figure 4. 11: Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003).....	58
Figure 4. 12: Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage.....	59
Figure 4. 13: Contours de déplacement (m) dans la direction horizontale du système barrage-réservoir.....	59
Figure 4. 14: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage	60
Figure 4. 15: Variation des contraintes de traction en fonction du temps à la crête du barrage.	60
Figure 4. 16: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage.....	61
Figure 4. 17: Variation des contraintes de compression en fonction du temps à la crête du barrage.....	61
Figure 4. 18: Contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir	62
Figure 4. 19 : Contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir.....	62

Abréviations et notations

BCR : Béton compacté au rouleau.

BCV : Béton conventionnel vibré.

CRN : Coûte retenue normale.

CVM : Coûte volume mort.

PHE : Plus hautes eaux.

RN : Retenue normale.

φ : Angle de frottement interne des sédiments.

P : Est la pression en Pa (Pascal).

g : Est l'accélération de la pesanteur.

h : La hauteur d'eau au-dessus du point considéré.

H : Niveau d'eau du réservoir.

Z : Coûté dans la partie immergée de la face amont.

γ_w : Le poids volumique.

ρ_b : Masse volumique de béton.

ρ_e : Masse volumique de l'eau.

ρ_s : Masse volumique des sédiments.

K_0 : Coefficient de la poussée des sédiments.

P_0 : Force due au poids propre du barrage.

P_1 : Force due aux sous pressions.

Q_1 : Force de la charge d'eau en amont.

Q_2 : Force de la charge des sédiments.

Q_3 : Force de la charge d'eau en aval.

ν : Coefficient de Poisson.

$\ddot{u}_g$: Accélération du sol.

k : Module de compressibilité de l'eau.

T : Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.

T_0 : Période propre du réservoir.

$[M]$: Matrices de masse, amortissement et raideur.

$[C]$: Matrices d'amortissement.

$[K]$: Matrices de raideur.

Γ_F : Surface délimitant le fond du réservoir.

Γ_I : Surface d'interaction fluide structure.

Γ_R : Surface de troncature du réservoir.

Γ_S : Surface libre de réservoir.

σ_v : Contrainte normale à l'amont.

Ω : Domaine fluide.

∇ : Opérateur gradient.

g : Accélération de la pesanteur.

C : Célérité des ondes sonores dans l'eau.

HB : Hauteur de barrage.

LB : Largeur de la base du barrage.

HC : Hauteur en crête.

LC : Largeur en crête.

HF : Hauteur de la retenue d'eau.

LF : Longueur de la retenue d'eau.

$\{u\}$: Déplacement total de la structure.

$\{ui\}$: Déplacement au nœud de la structure.

$\{uf\}$: Le déplacement au nœud de la fondation.

$d\sigma_{ij}$: Tenseur de comportement tangent.

$[\bar{k}]$: Matrice de rigidité tangente.

r : Vecteur de couplage dynamique.

I : Matrice identité.

Δ : Tenseur de déformation.

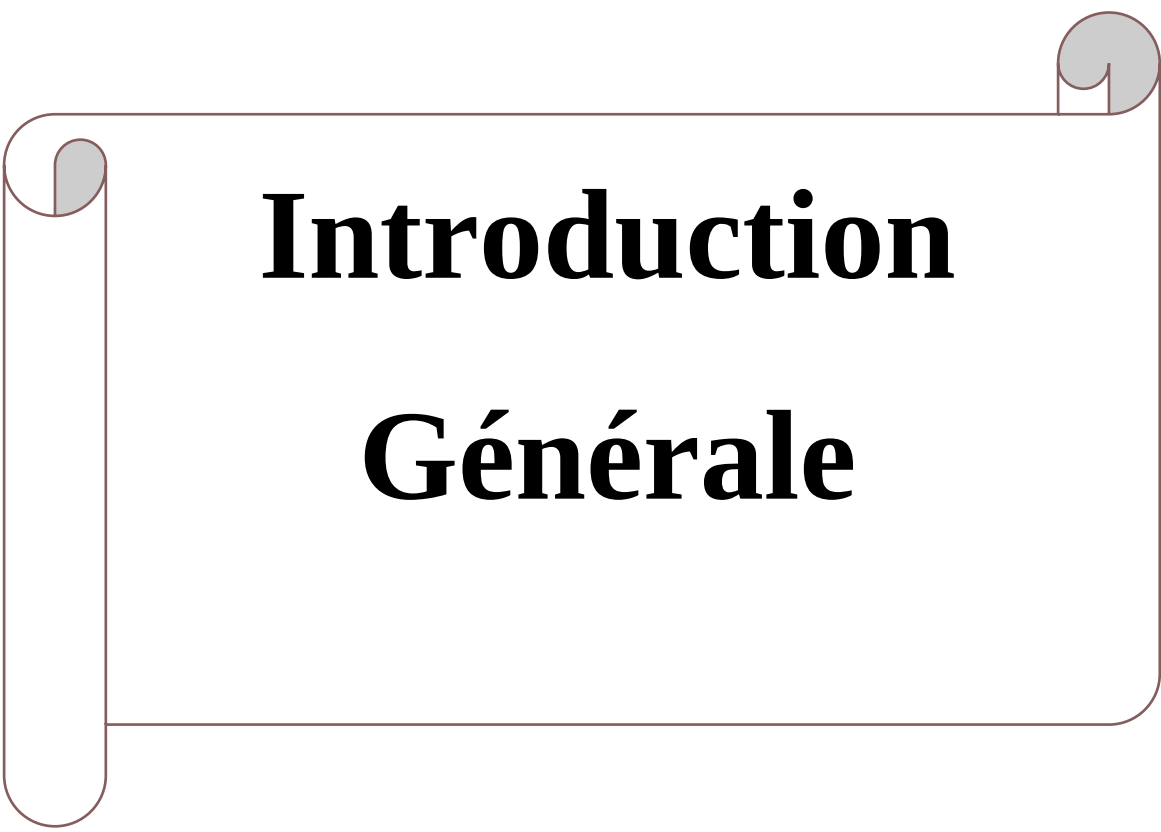
φ : Angle de frottement.

ψ : Angle de dilatance.

δ : Facteur de dilatance.

α_R, β_R : Coefficients de Rayleigh.

τ : Contrainte tangentiel dans une direction.

A decorative frame resembling a scroll, with a light beige background and a dark brown border. The frame has rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within the frame.

Introduction

Générale

Introduction Générale

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 fluide-structure.

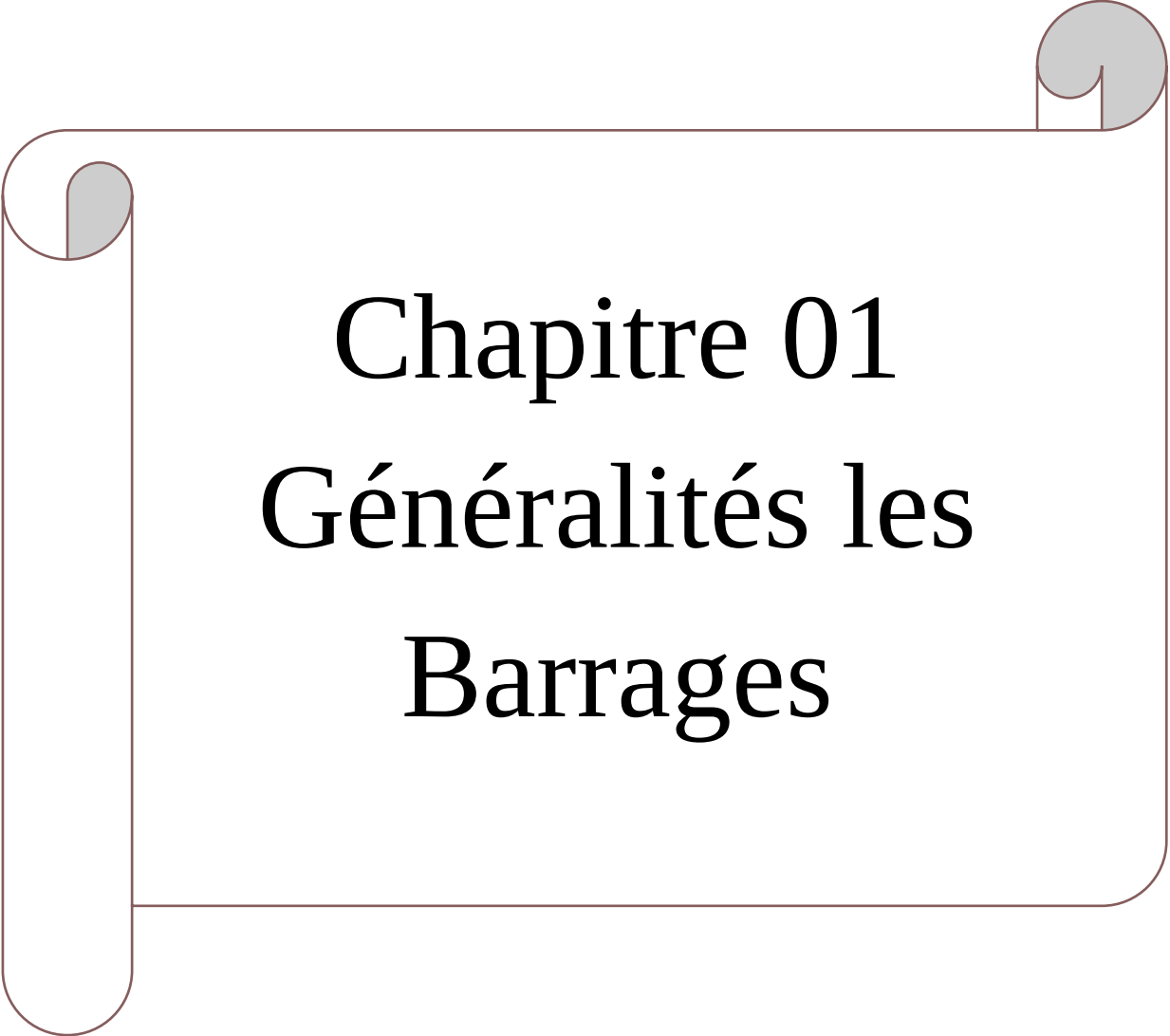
Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en béton sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche. 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.

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 sismique fluide-structure.

Le travail présent dans ce mémoire a pour objet d'étudier la réponse dynamique des barrages poids en béton compte tenu de l'interaction fluide-structure. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée à l'aide des éléments finis fluides basés sur l'approche lagrangienne. L'interface d'interaction entre le barrage et le réservoir d'eau est modélisée à l'aide des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de frottement de Coulomb, assurant l'interaction entre le barrage et le réservoir d'eau. L'étude est menée à l'aide de la méthode des éléments finis (M.E.F), en utilisant le logiciel Ansys. Le barrage-poids de Oued Fodda est considéré comme étude de cas.

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres, en plus d'une introduction et d'une conclusion générale. Le premier chapitre est consacré à exposer généralités sur les barrages. Le deuxième chapitre présente les principales techniques de modélisation de l'interaction

Fluide -structure. Le troisième chapitre traite les notions fondamentales relatives aux contacts. Enfin, la modélisation numérique et l'analyse du comportement sismique du barrage-poids en tenant compte du contact de frottement à l'interface barrage-réservoir sont présentées au dernier chapitre.

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark brown border. The frame has rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within the frame.

Chapitre 01

Généralités les

Barrages

1.1 Introduction

Les barrages sont des structures civiles qui servent à contenir l'eau afin d'obtenir des réservoirs artificiels dont on peut tirer avantage pour des usages divers, tels que la production d'électricité, l'irrigation, l'approvisionnement en eau, la prévention des inondations et la navigation. Les barrages peuvent être faits de matériaux différents, par exemple de terre, de roches ou de béton, et présentent différentes formes et tailles, en fonction des objectifs poursuivis, des conditions géographiques et des contraintes environnementales et sociales. La conception et la construction d'un barrage impliquent plusieurs disciplines scientifiques et techniques, dont la géologie, l'hydraulique, la mécanique des sols et la génie civil. Il est très important que ces ouvrages soient sécuritaires et durables, car une catastrophe pourrait avoir des conséquences terribles sur l'environnement et sur les populations voisines.

1.2 Définition

Un barrage est une construction civile qui est érigée transversalement à la courante du fleuve pour interrompre le cours normal de la circulation de l'eau, ainsi formant une réserve d'eau. En faisant de la vallée une mer intérieure grâce au barrage, les ressources hydrologiques sont utilisées de façon rationnelle par la temporalisation ; ce qui signifie qu'il sert d'accumulateur pour stocker l'eau pendant la saison des pluies puis la libère pendant la saison des sèches. Son utilisation présente beaucoup d'atouts dont :

- périmètre de protection contre les inondations en aval,
- assurer l'approvisionnement en eau des populations,
- assurer l'approvisionnement en eau des terres cultivées,
- production d'énergie électrique via les turbines,
- crée de nouveaux secteurs d'activités comme le tourisme et la pêche sur le plan d'eau.

1.3 Historique des barrages

Dès les premiers temps, avec l'adoption de la sédentarité par l'homme, l'aménagement des cours d'eau est devenu une nécessité. Pour répondre à ses besoins hydriques, l'homme a entrepris la construction de barrages afin d'assurer leur conservation. Ces barrages permettent ainsi d'adapter l'environnement à ses exigences : collecter l'eau pour la consommation domestique, faciliter l'irrigation des cultures, se prémunir contre les

inondations pendant les saisons pluvieuses, favoriser la pêche, faciliter la navigation le long des cours d'eau, et, enfin, produire de l'énergie. D'ailleurs, des traces de ces aménagements apparaissent dans les civilisations les plus anciennes, telles que l'Égypte, la Chine, le Mexique, l'Inde et le Sri Lanka. L'existence de la majeure partie de ces ouvrages n'est souvent attestée que par des écrits qui nous ont été transmis.

Les recherches archéologiques en Égypte suggèrent que, très tôt, vers 2900 av. J.-C., le pharaon Ménès, fondateur de la première dynastie égyptienne, aurait fait construire un ouvrage en pierre destiné à dévier le Nil à Koseish. Ce rempart, d'une hauteur estimée à 15 mètres et d'une longueur en crête de 450 mètres, aurait pu protéger la capitale Memphis et la mettre à l'abri des crues du Nil.

1.4 Les différents types de barrages

Il existe diverses catégories de barrages, présentant des caractéristiques et des avantages spécifiques. Les principaux types de barrages sont les suivants :

1.4.1 Barrages en béton

1.4.1.1 Barrages poids

Comme leur nom le laisse penser, les barrages poids sont lourds et destinés à résister à la pression hydrostatique. Construits autrefois avec des matériaux de type pierre et mortier, ces barrages sont construits actuellement avec du béton. Ils représentent environ 15 % des grands barrages.

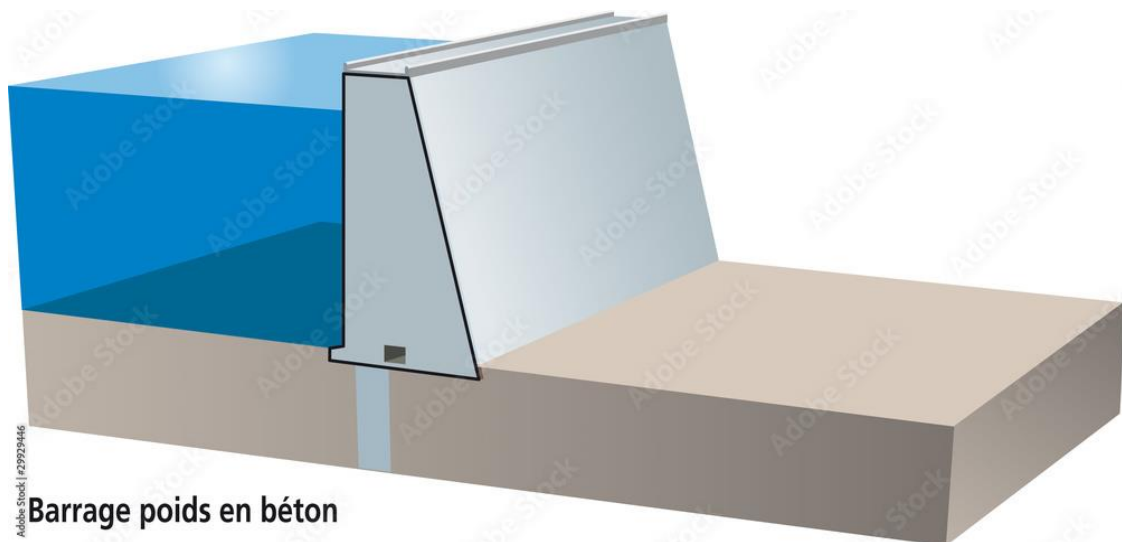


Figure 1.1 : Schéma simplifié des barrages poids en béton



Figure 1.2: Barrage poids de la grande dixence -Suisse

1.4.1.2 Barrages voûtes

Les barrages-voûtes sont des structures en béton arquées et qui agissent sous pression. Il se fait par la transmission de la poussée hydraulique vers les culées situées sur les côtés de la structure par le phénomène de voûte.

Une caractéristique importante des barrages-voûtes est qu'ils dépendent fortement du caractère du roc de rive. L'autre caractéristique est que l'épaisseur de la structure est beaucoup plus petite comparée à celle d'un barrage-poids de hauteur égale.

Environ 1200 barrages-voûtes existent actuellement dans le monde, d'après le catalogue des barrages dans le monde entier. Barrage-voûte le plus haut est Inguri en Géorgie (hauteur de 272 mètres) suit très de près le barrage Vajont en Italie.

Il existe aussi barrages multi-voûtes par exemple celui de Hongrin (Suisse).



Figure 1.3 : Barrage route Victoria Dam- Sri Lanka

1.4.1.3 Barrages à contreforts ou multi-voûtes

Dans le cas où les appuis sont très éloignés ou dans le cas où le matériau présent est très dense et ne peut être extrait de manière effective, on utilise la méthode de barrage à contreforts pour construire le barrage avec une grande économie de matériaux. La structure de barrage plate ou multi pressionnel est posée sur des contreforts en béton armé dans la fondation, transmettant la poussée d'eau vers les fondations et les appuis. Un des exemples les plus remarquables de ce type de barrage est le barrage Daniel Johnson, Canada.



Figure 1.4 : le barrage Daniel-Johnson au Québec- Canada

1.4.1.4 Barrage en BCR

La plupart des barrages modernes sont faits de béton compacté au rouleau (BCR). Ce processus implique l'utilisation du béton couches par couches, où chaque couche est étalée et compactée par des machines de terrassement avant d'être recouverte par la couche suivante. C'est un processus rapide de construction, qui est donc une grande économie en termes financiers.



Figure 1.5 : Barrage en BCR du Riou- France



Figure 1.6 : barrage de Tabellout Jijel- Algérie

1.4.2 Barrages en remblais

Selon BOUSSAAD (1998), les barrages en remblais sont des ouvrages réalisés à partir de matériaux naturels excavés ou de déchets industriels, sans renforts autres que naturels. Ils comprennent généralement un noyau imperméable en matériaux naturels, recouvert d'une couche de terre ou d'enrochement compacté (voir figure 1.1). Parmi les plus grands barrages en remblais au monde, on trouve le barrage de Nurek en Russie, qui atteint une hauteur de 312 mètres.

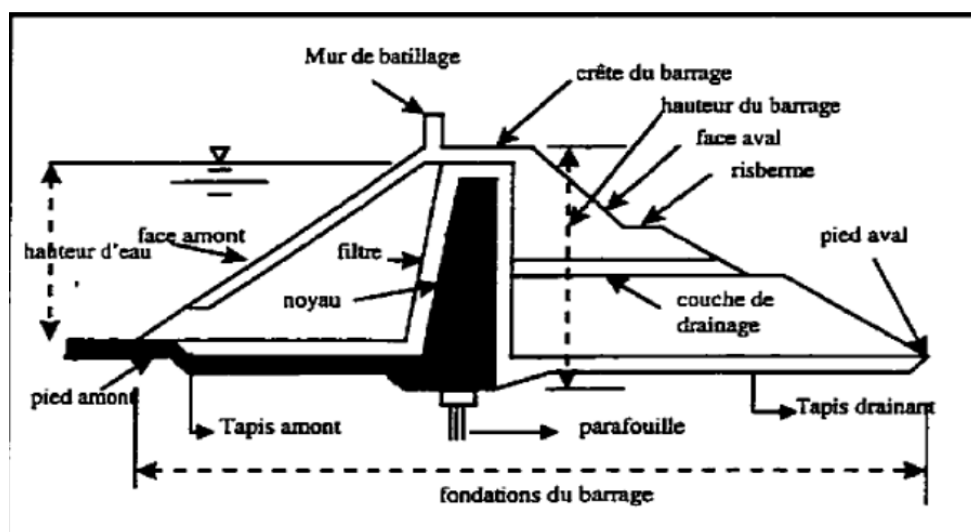


Figure 1.7 : Coupe transversale d'un barrage en remblai

1.4.2.1 Les barrages à masque amont

Les barrages en enrochements sont construits sur des sites sans terre, et ils se composent uniquement de matériaux rocheux constituant le corps du barrage. Ils bénéficient de la couche étanche réalisée en béton.

Dans les barrages à masque, le remblai plus ou moins perméable assure la stabilité du barrage tout entier alors que l'écran imperméable dit masque est installé sur le parement amont afin de retenir l'eau du réservoir. La construction de ce type de barrage comprend également au niveau du pied une paroi moulée d'étanchéité visant à minimiser les fuites.

Le masque est généralement réalisé en béton, produits bitumineux ou géomembrane. De part sa finesse, il est capable de s'adapter aux déformations du massif support dont certaines géomembranes peuvent subir des déformations importantes.

La mise en œuvre du masque sur le parement amont présente deux atouts principaux : la facilité des réparations et la rapidité des vidanges du réservoir.

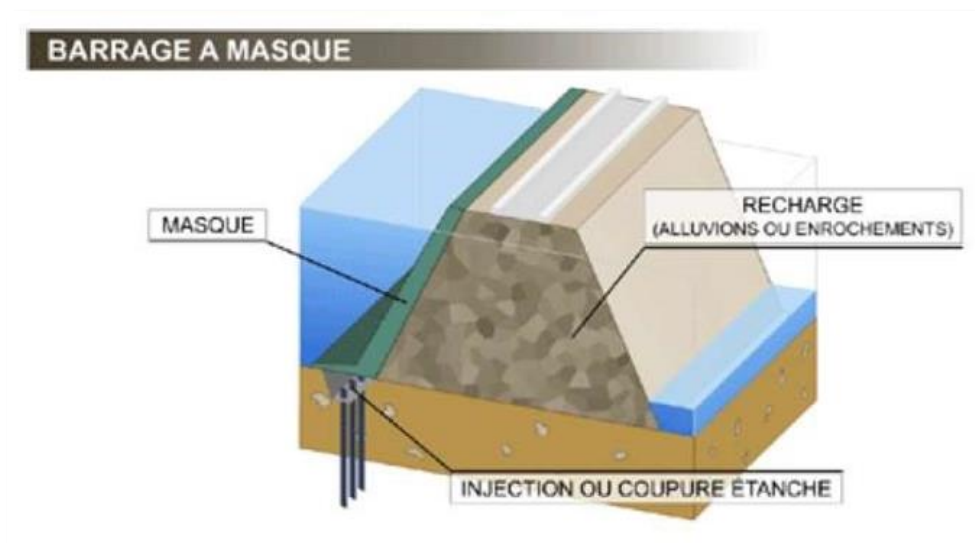


Figure 1.8 : Schéma simplifié des barrages à masque

1.4.2.2 Les barrages zonés avec un noyau

Les barrages appelés zonés, ce sont des barrages en terre et en rochers, qui sont construits à partir de divers matériaux. Cependant, ces matériaux sont utilisés de manière particulière pour chaque zone : certaines zones assurent le renforcement, tandis que d'autres zones empêchent l'écoulement d'eau du barrage. Ce principe de partition du barrage en plusieurs zones (zonage), contribue à économiser la quantité de matériaux nécessaire et leur meilleur usage sur le chantier de construction de ce barrage. Le cœur du barrage est composé des terres argileuses, d'argiles,

de caillouteuses, de terres et de toute autre matière de sol, riche en particules de terre. Par conséquent, il n'est pas perméable. Dans le cas où ce matériel est absent sur le site de construction, son absence peut être compensée par d'autres moyens : cela pourrait être la couche de béton en place sur le fond du sol, ou plusieurs couches de béton bitumineux ou asphalte. Les parois adjacentes du barrage étanche sont formées de matériaux bruts (tout-venant), c'est-à-dire les matières de terre qui sont très

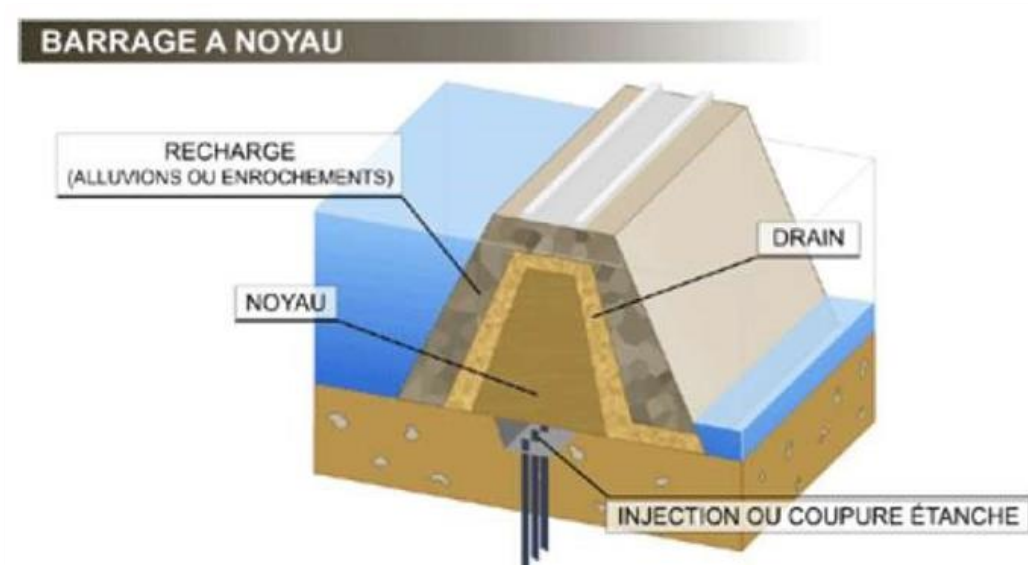


Figure 1.9 : Schéma simplifié de barrage a noyau

1.4.2.3 Les barrages en terre homogène

Les barrages en terre homogène, c'est en fait une sorte de digue faite d'un seul type de terre, ou de matériau assez souple. L'idée, c'est que cette terre soit assez imperméable pour bien retenir l'eau, et en même temps assez solide. Pour la mettre en place, on la tasse généralement bien. Ce genre de barrage est vraiment une bonne option pour les endroits où le sol en dessous est un peu mou, ou s'il peut bouger. Ils sont plutôt simples à imaginer, même s'ils prennent pas mal de place sur le terrain. L'avantage, c'est qu'ils ne mettent pas beaucoup de pression sur les fondations, l'eau s'infiltre difficilement en dessous et ils supportent bien si le sol se tasse un peu. Par contre, là où ça se complique, c'est qu'ils n'aiment pas du tout quand le niveau de l'eau change très vite. Et surtout, ils ne doivent pas du tout être recouverts par l'eau, même un peu, au-delà de leur sommet.

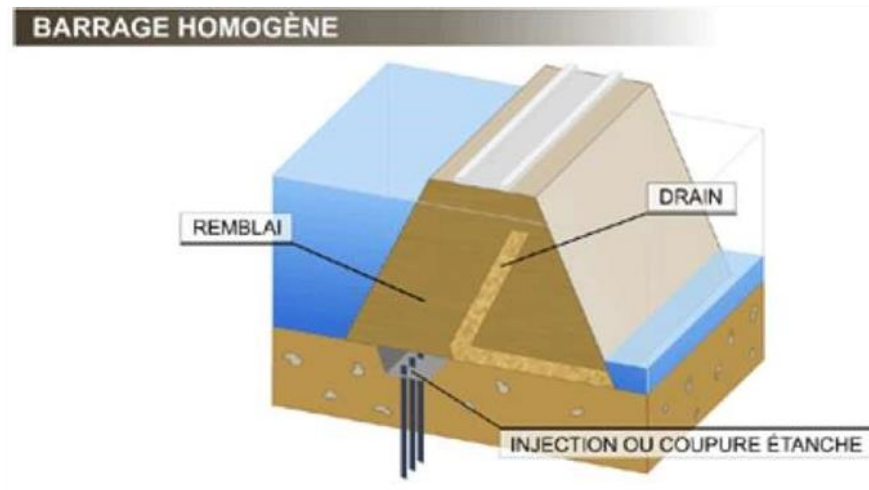


Figure 1.10 : Schéma simplifié de barrage en terre homogène



Figure 1.11 : barrage des Fades- France

1.4.3 Barrages en mobiles

La fonction des barrages mobiles est de pouvoir régler la hauteur de l'eau selon souhait. En cas de crues, ils peuvent s'abaisser et même disparaître afin que le cours normal du fleuve puisse passer. Cela aide à mieux gérer les situations où la hauteur de l'eau change.

1.4.3.1 Barrage mobile à Aiguille

Le barrage mobile, qu'on peut aussi appeler barrage à niveau constant, n'est pas très haut. On le met en général plus bas sur les cours d'eau, surtout là où la pente est la moins forte. Ce genre de barrage sert souvent quand on aménage les estuaires et les deltas.



Figure 1.12 : Barrage à aiguille- France

1.4.3.2 Barrage mobile à battant

Ce type de barrage est généralement utilisé pour empêcher la remontée de l'eau salée en amont. La partie fixe du barrage correspond à une plate-forme étanche.

Il comprend un grand clapet à secteur qui, en position complètement fermée, forme un volet reposant sur la plate-forme, tandis qu'en position complètement relevée, il permet un écoulement entièrement libre.

De plus, une vanne à clapet est installée sur la génératrice supérieure de la vanne sectionnelle. Cette vanne permet de réguler le débit d'évacuation de l'eau et de maintenir le niveau d'eau souhaité en amont du barrage.



Figure 1.13 : Barrage mobiles à battants à axe horizontal, Kettwig-Allemagne

1.4.3.3 Barrage mobile à gravité

En théorie, la vanne à gravité est très facile à manœuvrer et comporte peu d'éléments mécaniques. En position de repos, le mandrin est rempli d'eau, ce qui fait peser son poids sur le plateau. En position active, l'injection d'air expulse l'eau du mandrin, ce qui permet à la feuille de monter par action de la gravité. La hauteur de levée dépend de la quantité d'air insufflée à l'intérieur.

1.4.3.4 Barrage mobile à clapets

Ce dispositif, similaire au barrage mobile à gravité mais actionné par deux vérins hydrauliques situés de chaque côté du clapet, assure efficacement la régulation du débit afin de maintenir un niveau constant dans le bief amont.

Cependant, son principal inconvénient est qu'il représente un danger important pour la navigation de loisir. De plus, les poissons ne peuvent le franchir qu'en période de hautes eaux, lorsque le clapet est complètement abaissé.



Figure 1.14 : Barrage de mobile à clapets, la caserne- France

1.5 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.

1.6 L'utilisation des barrages

Générer de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable, qui est l'eau, par des centrales hydroélectriques construites soit au niveau même du barrage, soit en aval de celui-ci dans la vallée via des conduites forcées.

Stockage de l'eau pour le besoin en eau potable de villes et pour les besoins industriels.

Irrigation des terres agricoles nécessitant beaucoup d'eau pendant les saisons sèches.

Assurance d'un débit minimum nécessaire dans les cours d'eau pendant les étiages afin d'avoir une qualité écologique acceptable et pour faire des prélèvements par pompes en aval pour des fins d'alimentation en eau et irrigation, etc.

Diminution de l'effet des crues grâce à leur retardement d'écoulement par le stockage dans la retenue qui est remplie puis vidée après le passage de la crue.

1.7 Classification des barrages

Plusieurs caractéristiques peuvent servir de base à la classification des barrages comme par exemple le matériau utilisé dans la construction et le mode de résistance à la poussée de l'eau.

1.7.1 Matériaux de construction

Barrages rigides : construits en béton, béton compacté au rouleau (BCR) ou en maçonnerie.

Barrages souples : construits en terre ou en enrochements.

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

Les barrages à stabilité de forme (barrages voûtes) : Le barrage de ce type d'abord repose sur la base résistante de roche. La conception du barrage de ce type s'appuie sur la possibilité de transfert de la poussée d'eau à la partie des parois de la gorge. De cette raison, les formes des barrages de ce type sont courbes horizontalement et verticalement.

Les barrages à stabilité de poids (barrages poids) : le barrage poids est l'ouvrage dont la masse suffisante peut résister à la pression de l'eau. Barrages poids ont des structures massives avec la géométrie simple - triangulaire rectangle.

1.8 Choix du Site du Barrage

Chaque barrage a en quelque sorte une nature unique, en raison du fait que son conception et dimensionnement sont fonction des particularités propres au site.

Le choix du site et du type d'ouvrage dépend des paramètres suivants :

- La forme de la vallée

- Les paramètres géologiques et géotechniques
- Le climat et les régimes de crues
- Sismicité de la région

1.9 Avantages et Particularités en Béton

1.9.1 Barrages poids

a) **Avantage :**

- ✓ Faibles contraintes dans le béton,
- ✓ Faibles contraintes transmises aux roches,
- ✓ Les variations de température ne génèrent que des contraintes faibles,
- ✓ Intégration facile d'un évacuateur de crues,
- ✓ Gradient faible des sous-pressions à travers la fondation.

b) **Particularités :**

- ✓ Volume d'excavation important,
- ✓ Volume de béton important,
- ✓ Nécessité d'un refroidissement artificiel lors de la prise du béton,
- ✓ Sous-pressions importantes sous la fondation,
- ✓ Sensibilité aux tassements,
- Sensibilité aux séismes.

1.9.2 Barrages Voûtes

a) **Avantage :**

- ✓ Volume de béton faible,
- ✓ Fouille relativement petite,
- ✓ Haute résistance au séisme,
- ✓ Sous-pressions faibles au niveau de la fondation, en raison de la petite surface de celle-ci.

b) Inconvénients :

- ✓ Contraintes importantes dans le béton et dans le rocher,
- ✓ Forces transmises obliquement aux appuis,
- ✓ Risque moyen de tassement,
- ✓ Échauffement considérable du béton lors de la prise du ciment,
- ✓ Intégration difficile d'un évacuateur de crue à grand débit,
- ✓ Gradient des sous-pressions très élevé au niveau de la fondation,
- ✓ Sous-pressions dans les fissures du rocher pouvant compromettre les appuis.

1.9.3 Barrages à contrefort ou multi-voûtes**a) Avantage :**

- ✓ Contraintes transmises par la fondation au rocher de niveau moyen,
- ✓ Sous-pressions faibles au niveau de la fondation,
- ✓ Volume de béton faible, ce qui entraîne un échauffement limité,
- ✓ Risques de tassements modérés.

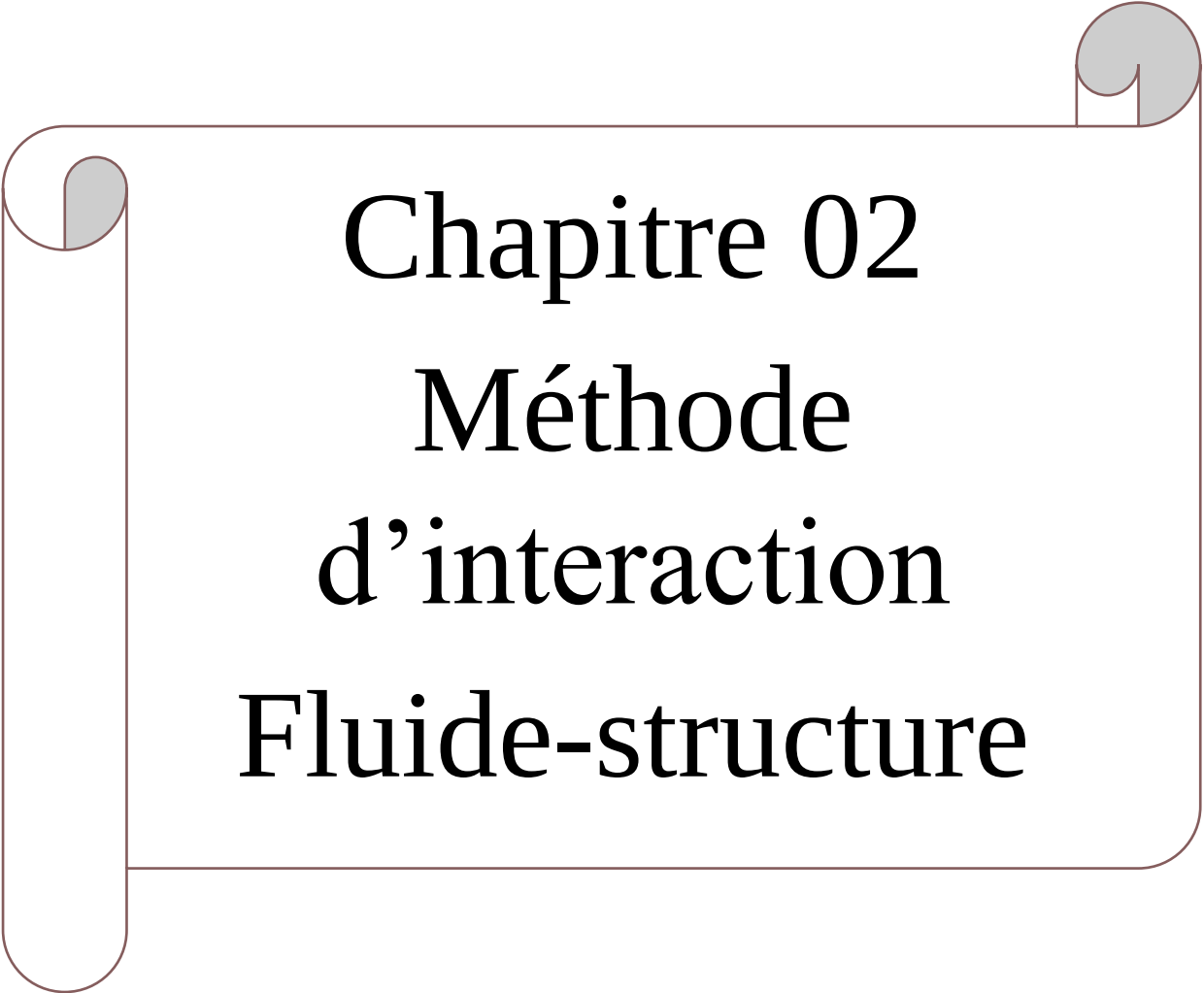
b) Inconvénients :

- ✓ Très forte susceptibilité aux séismes,
- ✓ Résistance quasi inexistante face aux accélérations sismiques,
- ✓ Fouilles importantes nécessaires,
- ✓ Contraintes dues au gradient de température pouvant devenir importantes au niveau de la tête du contrefort,
- ✓ Gradient des sous-pressions localement très élevé au niveau de la fondation.

1.10 Conclusion

Il existe plusieurs avantages dans la mise en œuvre des barrages, et c'est l'une des grandes réalisations hydroélectriques actuellement en train d'être mises en œuvre dans tous les pays. Ceci permet de réguler l'eau de surface pour différentes utilisations qui peuvent inclure la

distribution d'eau potable, la génération d'électricité, l'irrigation de terres agricoles, et d'autres utilisations secondaires comme la pêche.

A decorative graphic of a scroll with a light beige background and a dark brown border. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges showing a greyish-brown inner layer. The text is centered on the unrolled portion.

Chapitre 02

Méthode d'interaction Fluide-structure

2.1 Introduction

Les problèmes liés à l'interactivité fluide-structure se présentent dans divers domaines de l'ingénierie. En effet, l'impact de ce phénomène sur la réaction dynamique des barrages en béton constitue actuellement une question de recherche majeure. En ce qui concerne la prévision des déplacements couplés du système barrages-réservoirs, ainsi que l'identification des forces hydrodynamiques au parement amont du barrage, la problématique reste particulièrement complexe (voir figure 2.1).

L'interactivité fluide-structure fait référence à l'étude de la physique d'un système comportant deux entités mécaniques : la structure mobile (rigide ou élastique) et le fluide (écoule ou statique) qui entoure ou imprègne la structure. Les évolutions de ces deux entités sont influencées par les évolutions de l'autre entité, ce qui entraîne une interactivité entre eux. Le mouvement de la structure est influencé par le mouvement du fluide grâce aux forces qui s'exercent à l'interface, pendant que la structure est aussi capable d'impressionner le mouvement du fluide en raison de ses déplacements de l'interface.

En pratique, la force exercée par le fluide sur une structure est partagée en trois éléments distincts :

Force aléatoire ou indépendante du mouvement : cette force est causée par la force de pression que le fluide exerce sur la structure stationnaire, qui est due au phénomène de perte de charge et aux frottements visqueux au niveau de la paroi stationnaire. Cette force peut être stationnaire ou aléatoire, comme lors du lâcher des tourbillons ou des écoulements turbulents ou diphasiques.

Force fluide-structure : cette force se manifeste lorsqu'une structure vibrante est immergée dans un fluide à l'état de repos et sans écoulement.

Force fluide-élastique : cette force est causée par le mouvement de la structure dans un écoulement fluide.

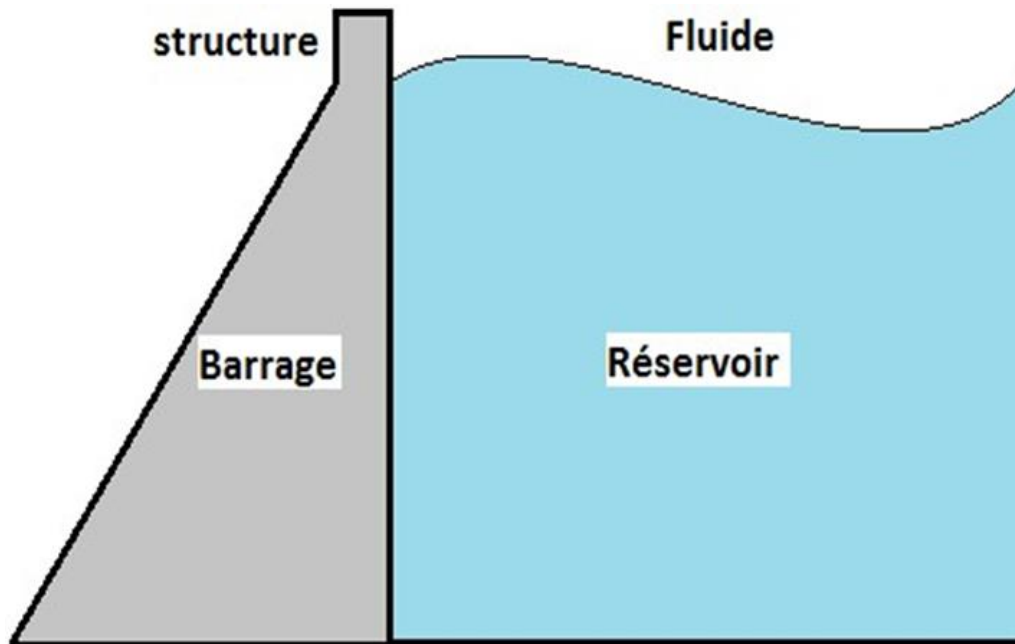


Figure 2. 1 : Barrage -réservoir

2.2 Différentes méthodes d'interaction fluide-structure

2.2.1 La méthode de masse ajoutée

Interactions barrage-réservoir se manifestent lors de la création d'une onde de pression sur le talus amont du barrage en raison du mouvement de l'eau.

La modélisation de cette interaction basée sur l'idée de la masse ajoutée concentrée, comme suggérée par la solution de Westergaard pour les nœuds submergés de la face amont de la prise d'eau. Le calcul des masses ajoutées consiste en une multiplication de la pression hydrodynamique, calculée au niveau de chaque nœud, par la surface correspondant à ce nœud. La pression hydrodynamique $P(y)$ dépend de la profondeur y .

L'hypothèse de Westergaard fait abstraction de la compressibilité de l'eau ainsi que de l'amortissement supplémentaire, qui aurait dû être pris en considération à cause de la propagation des ondes dans le sens amont du réservoir.

C'est l'hypothèse, proposée par Westergaard en 1933, qui est largement utilisée lors de l'analyse dynamique des barrages. Elle donne une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans le liquide incompressible. La solution basée sur le modèle bidimensionnel d'un barrage rigide avec une paroi amont verticale, en contact avec un réservoir d'eau incompressible de profondeur constante et de longueur infinie.

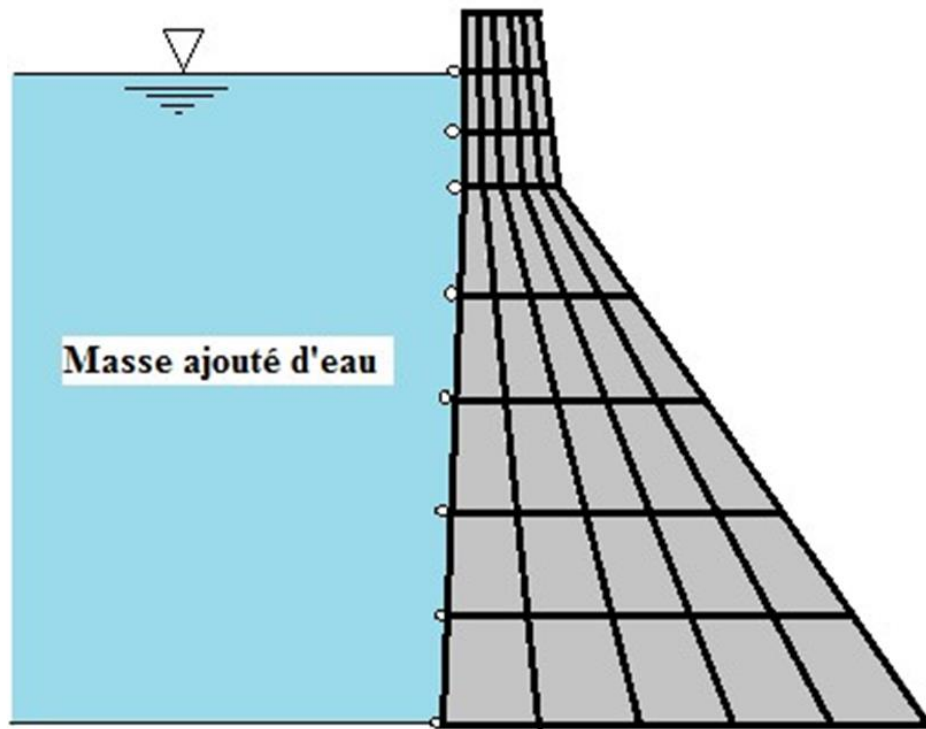


Figure 2. 2 : IFS méthode de masse ajoutée Westergaard

La question de la compressibilité de l'eau a été examinée par Westergaard, et il a été constaté que lorsque la hauteur du mur est inférieure à 100 mètres, l'augmentation de la pression due à la compressibilité de l'eau ne dépasse pas 5 %. Par conséquent, la compressibilité de l'eau peut ici être négligée.

Cependant, si l'on considère l'effet d'un fluide incompressible, cela peut se faire simplement en ajoutant une masse appropriée à chaque point de contact entre le mur et le fluide sur la paroi amont. Selon la structure du système, le fluide ajoutera :

- Un effet d'inertie, qui s'ajoutera à l'effet d'inertie de la structure elle-même,
- Un effet de compressibilité, produisant des modes de résonance,
- Un effet de viscosité, agissant comme un facteur d'amortissement supplémentaire.

2.2.1.1 Effet d'inertie

Selon Westergaard, l'effet du fluide sur la structure est modélisé par l'ajout, à la matrice masse de la structure, d'une matrice des masses ajoutées. Pour cela, il propose de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole.

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode sont les suivantes :

- Le barrage est rigide,
- La face amont est un plan vertical,
- Le liquide est incompressible,
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

Le fluide est supposé incompressible, parfait, non visqueux, et les écoulements sont considérés comme irrotationnels. Dans ce cadre, la pression est nulle à la surface libre.

Westergaard a présenté une équation approximative, conservatrice, pour la distribution parabolique (ou éventuellement elliptique), définie par l'expression suivante :

$$P(z) = \frac{7}{8} \rho_w h \left(1 - \frac{z}{h}\right)^{1/2} \ddot{U}_g$$

(2.1)

Avec :

- P : surpression sur la face amont.
- ρ_w : masse volumique du fluide.
- H : niveau d'eau du réservoir.
- Z : profondeur de la partie immergée de la face amont.
- $\ddot{U}_g$: accélération du sol.

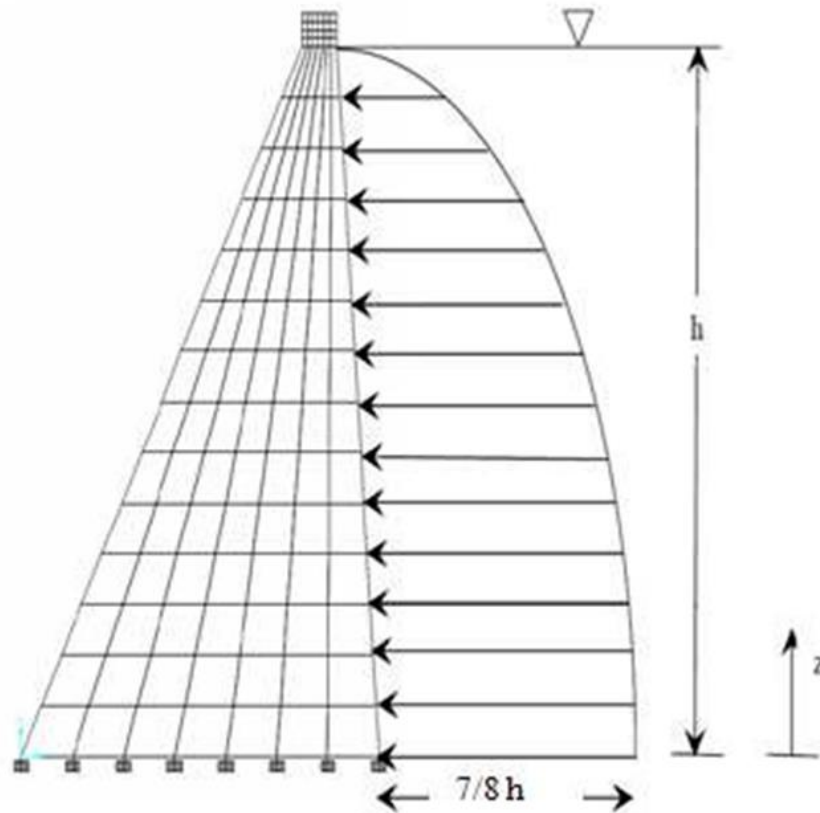


Figure 2. 3 : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

Le même effet d'interaction fluide-structure peut être modélisé par un bloc d'eau attaché à la face amont du barrage. Selon la théorie de Westergaard, ce bloc doit avoir une forme parabolique, avec une épaisseur à la base égale à $7/8$ de la hauteur d'eau (H) (voir figure 2.3).

Les masses ajoutées, intégrées aux éléments de la matrice masse du barrage et correspondant aux degrés de liberté de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux surfaces tributaires associées à chaque nœud de la face amont.

2.2.1.2 Effet de compressibilité

Cet effet génère un amortissement correspondant à l'absorption des ondes sismiques à l'infini. Cependant, cet amortissement est généralement très faible comparé aux autres effets amortisseurs présents dans la structure, sauf dans le cas des grands barrages où négliger cet effet peut rendre les résultats non significatifs.

Des études menées par Chopra à l'Université de Californie, Berkeley, indiquent que la présence d'une couche de vase réduit fortement les phénomènes de compressibilité et de réflexion des ondes. En d'autres termes, la couche de vase peut parfois avoir un effet bénéfique sur la dynamique du système barrage-réservoir

2.2.1.3 Effet de viscosité

Contrairement à l'effet d'inertie et à l'effet de compressibilité (lorsqu'il est significatif), l'effet de viscosité est généralement faible et n'influence quasiment pas les fréquences de résonance ni les déformées modales des structures.

2.2.2 Détermination de la masse d'eau entraînée

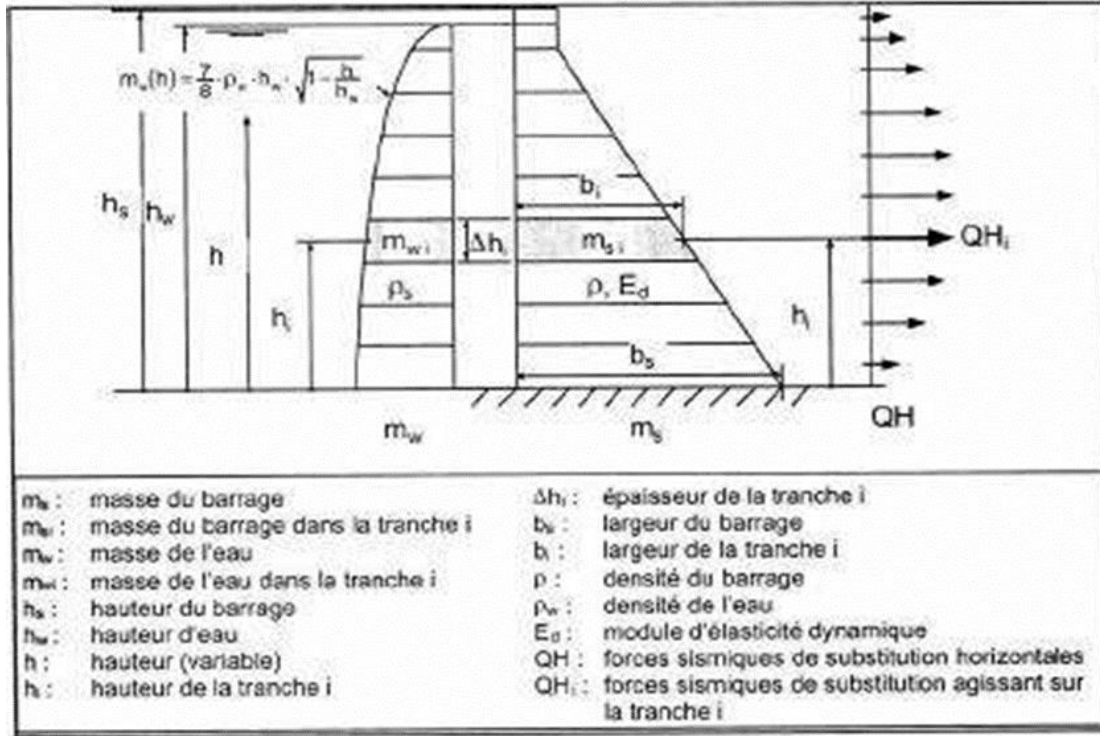


Figure 2. 4 : Modélisation géométrique d'un barrage-poids

La masse oscillant avec le barrage, qui représente l'effet hydrodynamique de l'eau sur un barrage à parement amont approximativement vertical, se calcule en fonction de la hauteur (h) selon l'équation suivante de Westergaard (voir figure 2.4) :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (2.2)$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette subdivision dépend de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée pour le calcul. Les différentes tranches peuvent avoir des épaisseurs variables.

Pour la tranche (i), on peut écrire :

$$m_{wi}(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \Delta h_i \quad (2.3)$$

Westergaard a proposé une équation approximative et conservatrice pour décrire la distribution parabolique de la force hydrostatique exercée sur un barrage rigide.

$$P_w(h) = \frac{7}{8} \sqrt{h_w(h_w - h)} \rho_w \ddot{u}_g \quad (2.4)$$

• Avec $\ddot{u}_g$: accélération du sol.

2.3 Solution de westergaard

La solution exacte proposée par Westergaard est exprimée sous la forme d'un développement en série de fonctions sinusoïdales :

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w H^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \right]^{1/2} \text{ et } T_c = \frac{4H}{c} \quad (2.5)$$

$$P(Z) = \frac{8\alpha H}{\pi^2} \gamma_w \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2 C_n} \sin\left(\frac{n\pi}{2H} Z\right) \quad (2.6)$$

Avec :

- P : Pression sur l'écran.
- α : Intensité sismique horizontale au niveau du terrain.
- γ_w : Poids spécifique de l'eau.
- H : Hauteur d'eau.
- K : Module de compressibilité de l'eau.
- T : Période de vibration de l'écran, considérée comme harmonique.
- T_0 : Période propre de l'ensemble.
- C : Célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \cong 1440$ m/s).

On remarque que le terme correctif $1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_c}{T} \right)^2$. Le terme correctif lié à la compressibilité de l'eau devient insignifiant dès lors que la période propre de l'ensemble (T_0) est petite devant la période propre de l'écran.

En cette hypothèse, la compressibilité de l'eau étant négligeable, il est possible d'écrire une formule de distribution de pression approximative, soit parabolique soit elliptique, indépendante de la période de vibration de l'écran.

- La répartition parabolique de WESTERGAARD :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (2.7)$$

- La répartition elliptique de KARMAN :

$$P(Z) = 0.707 \alpha \gamma_w \sqrt{Z(2H - Z)} \quad (2.8)$$

➤ Remarque

Pour évaluer la pression hydrodynamique, M. Hatanaka recommande d'introduire un coefficient d'amplification ($\tilde{C}_0$) dans la relation de Westergaard. En cas de mouvement du sol de type choc, ce coefficient peut atteindre une valeur maximale estimée à 1,5.

Ainsi, l'expression de la pression hydrodynamique devient :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \tilde{C}_0 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (2.9)$$

2.4. Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis

La méthode des Éléments finis constitue une méthode numérique permettant la résolution des Équations différentielles qui décrivent les phénomènes physiques en ingénierie. Depuis les années 1970 déjà, elle s'est étendue de manière fantastique, suivant en cela les développements et accroissements de la puissance des micro -ordinateur Elle s'incorpore dans la vie quotidienne, le calcul et la conception de l'ingénieur, à travers une multitude de domaines comme 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.

Cependant, l'obligation de représenter des configurations géométriques quelconques du réservoir et des conditions aux frontières complexes se prêtant mal au traitement analytique ainsi que celle de prédire les dégâts que pourraient engendrer le comportement non linéaire des barrages en zones de forte sismicité, impliquent que le calcul se fait en domaine temporel.

La méthode des éléments finis utilise les acquis de trois disciplines fondamentales :

- a) La mécanique de structures : Elasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution de système linéaires, etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels

- **Système couplé fluide-structure**

Dans ce qui suit, une modélisation par éléments finis est utilisée à la fois pour le barrage et pour le réservoir. La flexibilité du barrage ainsi que la compressibilité du fluide sont intégrées dans le modèle proposé (voir figure 2.5).

L'écriture du système global couplé s'obtient en regroupant les deux systèmes en un seul, selon la formulation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ \rho Q^T & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & 0 \\ 0 & C_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & -Q \\ 0 & K_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_a \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

Où :

ρ : Masse volumique du fluide du réservoir,

Les déplacements nodaux de la structure et les pressions nodales dans le réservoir sont indiqués par les vecteurs U et P , respectivement

Les matrices MF , CF et KF sont leurs équivalents fluides. Les matrices MS , CS et KS sont les matrices combinées de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure.

Selon la notion d'amortissement de Rayleigh, l'amortissement total du barrage est calculé comme suit : $CS = MS + KS$, où C et S sont des fonctions constantes proportionnelles du taux d'amortissement et des propres fréquences de vibration de la structure.

Les forces motrices produites par le vecteur d'accélération sismique appliqué aux nœuds structurels sont contenues dans le vecteur de force $FS = MSug$.

Les effets des ondes de surface et la compressibilité de l'eau sont inclus dans la matrice "masse fluide" globale MF .

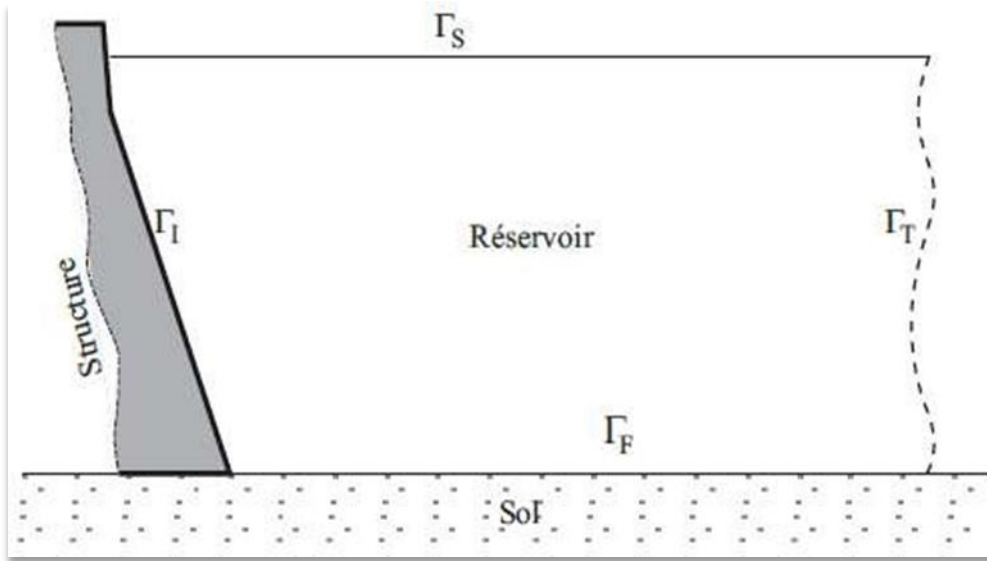


Figure 2. 5 : Géométrie du réservoir - notations des bords

2.4.1.1. Équation du mouvement

Le mouvement du système barrage-réservoir est considéré comme bidimensionnel et limité à de petites amplitudes. Le fluide est supposé non visqueux et s'étendre à l'infini dans la direction amont. Cependant, les effets des vagues extérieures, la compressibilité de l'eau, la flexibilité du barrage ainsi que le rayonnement atténué à la frontière amont du réservoir sont négligés.

2.4.1.2. Formulation en pression

Il est établi que, dans le cadre de l'interaction fluide-structure pour les barrages, les contraintes liées aux effets visqueux sont faibles par rapport à celles induites par les forces d'inertie.

En négligeant ces contraintes visqueuses, l'équation de la dynamique s'écrit alors :

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = -\nabla p \quad (2.11)$$

où (v) est la vitesse particulière et (p) la pression. Sous l'hypothèse d'un fluide linéairement compressible, la variation relative de volume ($\Delta v/v$) est liée, selon la théorie de l'élasticité linéaire, à la pression appliquée (p) par le coefficient d'incompressibilité.

$$p = -K \frac{\Delta v}{v} = -K \text{Tr}(\epsilon) \quad (2.12)$$

Où K est le module d'incompressibilité du fluide et ϵ est le tenseur des déformations dont la trace

est la divergence du champ des déplacements $\mathbf{u}_l$ des particules du fluide :

$$\text{Tr}(\epsilon) = \nabla \cdot \mathbf{u}_l \quad (2.13)$$

Le dérivé de (2.12) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \nabla v \quad (2.14)$$

Avec :

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla u_f = \nabla \frac{\partial u_f}{\partial t}$$

La vitesse (v) peut désormais être éliminée des équations en prenant la divergence de l'équation (2.11) et en dérivant par rapport au temps l'équation (2.14).

$$\Delta p = -\rho \nabla \frac{\partial v}{\partial t} \quad ; \quad \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = -K \frac{\partial}{\partial t} \nabla v$$

Ceci donne l'équation scalaire suivante :

$$\Delta p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (2.15)$$

Il s'agit de l'équation de propagation des 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 de l'onde.

$$c^2 = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$$

Dans le cas d'un fluide incompressible, le changement de volume $\Delta \mathbf{v}/\mathbf{v}$ reste pratiquement nul quelle que soit la pression appliquée, ce qui correspond à un coefficient de compressibilité

infini et donc à une propagation d'onde instantanée ($c = \infty$) L'équation (2.15) se réduit alors à l'équation de Laplace :

$$\Delta p = 0 \quad (2.16)$$

Bien que cette équation ne décrive pas la propagation ni l'atténuation des surpressions hydrodynamiques, elle constitue néanmoins une bonne approximation pour estimer les effets du réservoir sur la réponse sismique des barrages. Elle est ainsi largement utilisée dans de nombreux travaux traitant des problèmes de réponse sismique avec interaction fluide-structure.

- **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 du côté solide et pressions du côté fluide) pour la formulation en pression, ainsi que la continuité des déplacements pour la formulation mixte (ϕ, p) (voir figure 2.5) L'équation d'équilibre (2.11) s'écrit alors comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \ddot{u}_s \cdot n \text{ Sur } \Gamma_I \quad (2.17)$$

Dans l'équation ci-dessus, $\mathbf{u}_I = \partial \mathbf{v} / \partial t$ représente l'accélération des particules solides à l'interface.

Si la structure est rigide et en translation, ces accélérations sont égales à celles du sol $\ddot{u}_g$, supposées connues. En revanche, si la structure est souple, ces accélérations restent inconnues et font partie intégrante 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 est donc nécessaire de décomposer ces accélérations en deux composantes : $\ddot{u} = \ddot{u}_s + \ddot{u}_s$ reste inconnue.

Cette condition s'écrit, pour la formulation mixte (ϕ, p) , comme suit :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{u}_I \cdot \mathbf{n} \text{ Sur } \Gamma_I \quad (2.18)$$

où $\mathbf{u}_I$ représente le déplacement couplé des particules fluides et solides à l'interface.

En se référant à la (figure 2.5), 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).

- **Condition à la surface libre**

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

$$p = 0 \quad ; \quad \phi = 0 \text{ Sur } \Gamma_s \quad (2.19)$$

Cette condition est utilisée dans la plupart des travaux traitant la réponse sismique des barrages. De plus, il a été démontré 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.

Cependant, une approche simplifiée mais efficace permet de quantifier ces effets. Elle consiste à interpréter, par une pression hydrostatique, toute élévation ou abaissement de la hauteur (h) de la surface libre par rapport à sa position initiale (voir figure 2.6).

La pression relative par rapport au niveau initial de la surface libre s'écrit alors :

$$p = \rho g h$$

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

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = h = \frac{p}{\rho g} \text{ sur } \Gamma_s \quad (2.20)$$

L'application de l'équation de la dynamique (2.11) permet de relier la hauteur (h) à la pression (p) par l'intermédiaire de la vitesse particulière évaluée à la surface libre ($v = \partial h / \partial t$)

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \text{ sur } \Gamma_s \quad (2.21)$$

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

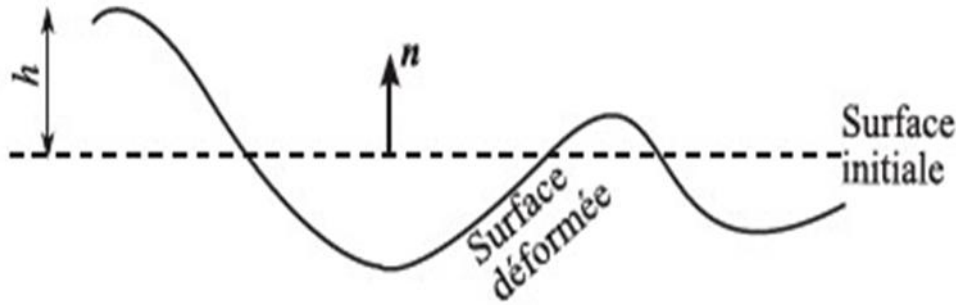


Figure 2. 6: Fluctuations de surface libre

2.4.1.4 Condition sur la surface en fond de réservoir

La couche de fonds du barrage est composée de sédiments saturés de fluides qui peuvent être considérés comme solides poreux et élastiques. L'épaisseur de ces sédiments peut varier sensiblement d'un barrage à l'autre. Plusieurs études ont montré que ces sédiments peuvent agir comme milieu absorbant pour les ondes de pression, surtout lorsque les sédiments sont perméables. Ignorant toutefois cette absorption et considérant le sol comme imperméable, il s'en vient une hypothèse identique que celle de l'interface entre le barrage et le réservoir données par (2.17) et (2.18).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_f \cdot \mathbf{n} \quad ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{u}_f \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_F \quad (2.22)$$

Les vecteurs de déplacement et d'accélération se composent chacun d'une partie sismique u_g et d'une partie liée aux déformations du sol. Dans le scénario d'un fond horizontal soumis à une excitation sismique également horizontale, étant donné que le vecteur déplacement $\mathbf{u}$ et le vecteur normal $\mathbf{n}$ sont orthogonaux, la condition se simplifie simplement à :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \text{ sur } \Gamma_F \quad (2.23)$$

Une approche facile pour prendre en compte les effets d'absorption de l'onde est d'exprimer le gradient normal de la pression et celui du potentiel en termes de dérivées temporelles et des accélérations du sol. Cela signifie que l'on considère que le sol est formé d'une unique couche infinie et homogène dans laquelle, l'onde se déplace de manière perpendiculaire à l'interface eau-sol, ce qui crée un problème de propagation axiale suivant la normale $\mathbf{n}$ (Figure 2.7).

On peut désigner u_n comme la composante du déplacement du sol dans la direction $\mathbf{n}$. En considérant l'élasticité linéaire et le scénario unidimensionnel, une relation peut être établie entre la pression et la déformation normale $\epsilon_n = \partial u_n / \partial n$ via le module de Young axial E_n de la couche.

$$p = -E_n \frac{\partial u_n}{\partial n} \quad (2.24)$$

Selon l'équation d'équilibre (2.11), le gradient de pression est déterminé en fonction de l'accélération normale totale comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho(\ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} + \ddot{u}_n) \quad (2.25)$$

De plus, l'équation des ondes de compression, ou « ondes P », est applicable à u_n et se définit par l'expression suivante :

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial n^2} - \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = 0 \quad (2.26)$$

$c_s = E_n / \rho_s$ Il s'agit de la vitesse à laquelle les ondes $\mathbf{P}$ se propagent dans la couche homogène de ρ_s .

En partant du principe que la couche de sol a une épaisseur infinie, l'unique onde incidente est celle qui est réfractée à la frontière du sol et de l'eau.

La réponse d'Alembert à cette équation est : $u_n = G(\mathbf{r} + c_s t)$, où $\mathbf{r}$ représente la distance évaluée dans le sens de $\mathbf{n}$.

En désignant par G' la dérivée complète de G :

$$G' = dG/d(\mathbf{r} + c_s t)$$

On peut Ecrire :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{\partial u_n}{\partial r} = G' \quad ; \quad \frac{\partial u_n}{\partial t} = c_s G' \quad (2.27)$$

D'où :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{1}{c_s} \frac{\partial u_n}{\partial t} \quad (2.28)$$

Dans l'équation (2.24), cette expression est remplacée, et en procédant à une dérivation temporelle, on établit un lien entre les accélérations relatives de la couche de sol et la pression de l'eau à l'interface sol-réservoir.

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = -\frac{c_s}{E_n} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.29)$$

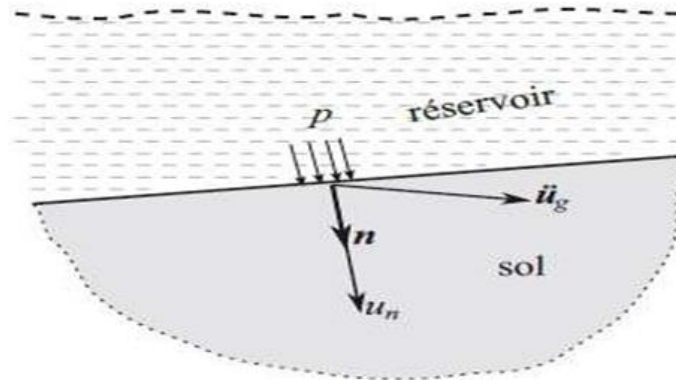


Figure 2. 7 : Conditions aux limites sur le fond

On peut désormais formuler l'équation d'équilibre à l'interface 2.25 de la manière suivante :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} - \frac{\rho}{\rho_s c_s} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.30)$$

On présente généralement cette relation de la manière suivante :

$$\frac{\partial p}{\partial n} + q \frac{\partial p}{\partial t} = -\rho \ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_F \quad (2.31)$$

L'usage de cette formule permet de déterminer sans ambiguïté le cas de l'interface rigide sol-eau, où $\mathbf{cs} = \infty$ et $\mathbf{q} = \mathbf{0}$. On désigne par le coefficient d'amortissement ou l'admittance, noté $\mathbf{q} = \rho/(\mathbf{p} \mathbf{s} \mathbf{c} \mathbf{s})$, qui décrit les effets d'absorption des ondes de pression hydrodynamique.

En remplaçant $\mathbf{p}$ par $-\rho \mathbf{F} \phi$ dans l'équation et en effectuant une double intégration temporelle, la condition (2.31) concernant le potentiel des déplacements peut être formulée de la manière suivante :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{q} \frac{\partial \phi}{\partial t} + \mathbf{u}_g \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_F \quad (2.32)$$

Si le fond de la fondation est inclus dans le modèle numérique, les conditions (2.17) et (2.18) deviennent suffisantes. La déformabilité de l'interface sol-eau et les conditions aux limites appliquées à la portion modélisée du sol tiendront compte des effets de dissipation.

- **Condition à la surface de troncature**

Dans cette région, le principal effet dynamique est la propagation des ondes de pression. Ces ondes proviennent de l'interface fluide-structure située en amont du réservoir, qui est supposée être assez longue pour être considérée comme infinie et sans source de réflexion d'onde. On peut décrire cette situation de la manière suivante :

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

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 Zienkiewicz.

2.4.1.2 Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporel

Il s'agit d'un modèle de calcul dynamique utilisant la méthode des éléments finis pour l'analyse directe.

Le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages prend en compte les effets d'interaction

hydrodynamique selon la méthode présentée par B. TILIOUINE et A. SEGHIR, 97. Le système a été entraîné sur des données jusqu'à octobre 2023. Illustré dans la figure (II.8) avec les diverses conditions aux limites.

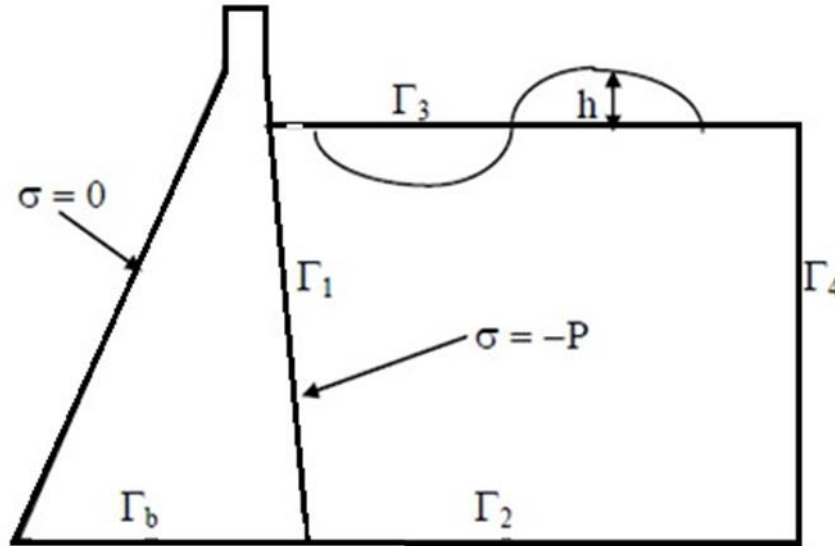


Figure 2. 8 : Présentation du système barrage-réservoir

- Les équations d'équilibre dynamique

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = QP - F \quad (2.33)$$

$$S\ddot{P} + D\dot{P} + HP = -\rho Q^T \ddot{U} \quad (2.34)$$

Les symboles (') et (") indiquent respectivement les premières et secondes dérivées par rapport au temps des variables de base associées.

S $\ddot{p}$: 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 son ignorées).

D $\dot{p}$: symbolise les forces d'amortissement liées à la dissipation d'énergie par réduction des ondes à la frontière du rayonnement.

HP : Ces forces définissent les effets de mouvement du front d'ondes de pression à partir de l'interface.

$\rho Q T \ddot{U}$: Les forces qui atteignent le réservoir via les accélérations des nœuds du parement en amont du barrage.

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

$$\mathbf{Q} = - \int_{\Gamma_1} \mathbf{N}_u^T \mathbf{n} \mathbf{N}_p d\Gamma \quad (2.35)$$

$$\mathbf{S} = \int_{\Omega} \mathbf{N}_p^T \frac{1}{c^2} \mathbf{N}_p d\Omega - \int_{\Gamma_3} \mathbf{N}_p^T \frac{1}{g} \mathbf{N}_p d\Gamma \quad (2.36)$$

$$\mathbf{D} = \int_{\Gamma_4} \mathbf{N}_p^T \frac{1}{c} \mathbf{N}_p d\Gamma \quad (2.37)$$

$$\mathbf{H} = \int_{\Omega} \nabla \mathbf{N}_p^T \nabla \mathbf{N}_p d\Omega \quad (2.38)$$

Où **N** et **Nu** 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** : vitesse des ondes sonores dans l'eau.

Finalement, les équations d'équilibre peuvent être reformulées comme suit :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{Q}^T & \mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}} \\ \ddot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}} \\ \dot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2.39)$$

Si l'on se concentre uniquement sur le comportement en vibrations libres et qu'on néglige toutes les formes de perte d'énergie, le système se simplifie à :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{Q}^T & \mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}} \\ \ddot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} = \mathbf{0} \quad (2.40)$$

Étant donné la nature de cette condition, les techniques d'analyse modale standard ne peuvent pas être directement mises en œuvre. On peut symétriser le système en se basant sur la deuxième ligne : $\mathbf{P} = -\mathbf{H}^{-1}(\mathbf{S}\mathbf{P} + \rho \mathbf{Q}^T \ddot{\mathbf{U}})$ et en effectuant un remplacement dans la première par multiplication de la seconde par $\mathbf{S}\mathbf{H}^{-1}$, on parvient finalement au système suivant, symétrique.

$$\begin{bmatrix} \rho M + QH^{-1}\rho^2 Q^T & \rho QH^{-1}S \\ \rho SH^{-1}Q^T & SH^{-1}S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \rho K & 0 \\ 0 & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = 0 \quad (2.41)$$

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

Une étude dynamique dans le cadre du système barrage-réservoir en intégrant l'impact du fond de réservoir, ceci grâce à la technique des éléments finis. Le couplage est réalisé en utilisant la méthode de sous-structure issue de la procédure proposée par S. KÜÇÜKARSLAN, S.B. COSKUN, B. TASKIN. La figure (9) représente la configuration géométrique du système examiné.

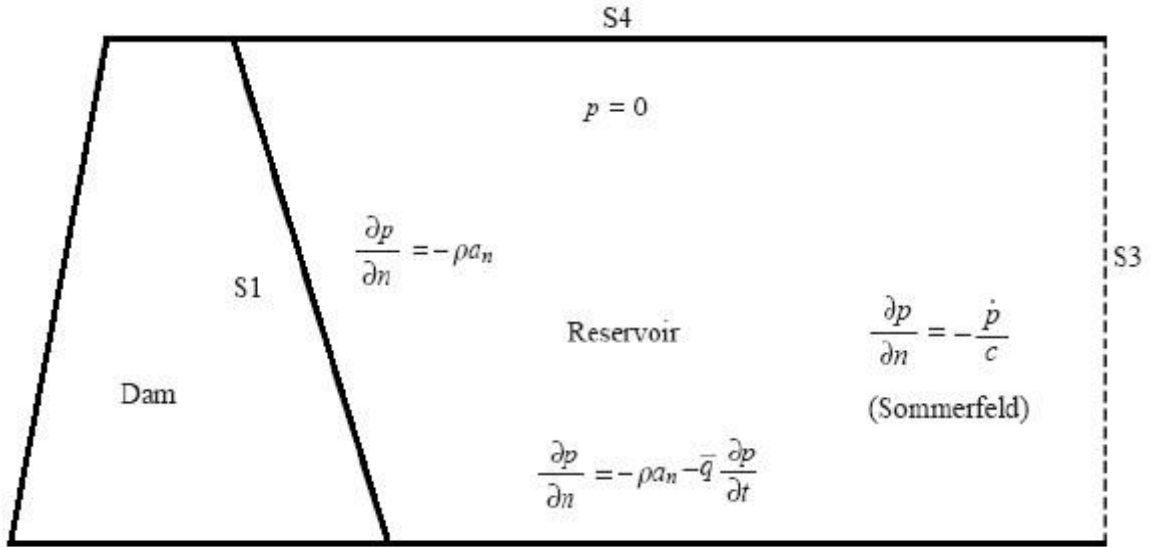


Figure 2. 9 : Le Système barrage-réservoir

Les équations du système en réponse à l'action sismique prennent la forme ci-après :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{\ddot{U}_g\} + \{E(t)\} \quad (2.42)$$

$\{E(t)\}$: Le vecteur nodal représentant les forces liées à la pression hydrodynamique du réservoir.

La matrice d'amortissement de type Rayleigh est utilisée.

$$[C] = b_1[M] + b_2[K] \quad (2.43)$$

(b1, b1Des facteurs fluctuants pour obtenir l'amortissement souhaité du système). En tenant compte d'un fluide compressible non visqueux, la pression hydrodynamique p qui découle de la réaction du sol à un barrage rigide est :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (2.44)$$

En appliquant les conditions aux limites et en procédant à une discrétisation via la méthode des éléments finis, nous obtenons :

$$[G]\{\ddot{p}\} + [C_f]\{\dot{p}\} + [H]\{p\} = \{b\} \quad (2.45)$$

Avec :

$$H_{ij} = \sum_{R_{el}} \int \int_{R_{el}} \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dR \quad (2.46)$$

$$G_{ij} = \sum \frac{1}{c^2} \int_{R_e} N_i N_j dR \quad (2.47)$$

$$\{b\}^T = \{-\rho S^T(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \quad -\rho S^T \ddot{u}_g \quad 0 \quad 0\} \quad (2.48)$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{q} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.49)$$

La méthode employée consiste à utiliser la sous-structure, tout en appliquant les conditions aux limites de pression et de déplacement à l'interface du barrage et du réservoir (S1).

- **Appliquant la méthode de Newmark à l'équation (2.42)**

$$[\bar{K}]\{u^i\} = \{R^i\} : i^{eme} \text{ étape.} \quad (2.50)$$

Avec :

$$[\bar{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

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

$$a_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}, a_1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}, a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}, a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right)$$

$$\gamma = 0.5, \quad \beta = 0.5$$

- Appliquant la même méthode à l'équation (2.45)

$$[\bar{\mathbf{H}}]\{\mathbf{P}^i\} = \{\mathbf{b}^i\} \quad (2.51)$$

Avec :

$$[\bar{\mathbf{H}}] = [\mathbf{H}] + \mathbf{a}_0[\mathbf{G}] + \mathbf{a}_1[\mathbf{C}_f]$$

$$\{\mathbf{b}^i\} = \begin{Bmatrix} -\rho \mathbf{S}^T (\ddot{\mathbf{u}}_s + \ddot{\mathbf{u}}_g) \\ -\rho \mathbf{S}^T \ddot{\mathbf{u}}_g \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + [\mathbf{G}](\mathbf{a}_0\{\mathbf{p}^{i-1}\} + \mathbf{a}_2\{\dot{\mathbf{p}}^{i-1}\} + \mathbf{a}_3\{\ddot{\mathbf{p}}^{i-1}\}) + [\mathbf{C}_f](\mathbf{a}_1\{\mathbf{p}^{i-1}\} + \mathbf{a}_4\{\dot{\mathbf{p}}^{i-1}\} + \mathbf{a}_5\{\ddot{\mathbf{p}}^{i-1}\})$$

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

Avec :

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

Tel que :

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

$$\{\mathbf{E}^i\} = [\mathbf{S}]\{\mathbf{P}_1^i\}$$

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

Donc :

$$[\hat{\mathbf{K}}] = [\mathbf{K}] + \mathbf{a}_0([\mathbf{M}] + [\bar{\mathbf{M}}]) + \mathbf{a}_1[\mathbf{C}]$$

(2.53)

$$\{\hat{R}^i\} = -([M] + [\bar{M}])\{\ddot{u}_g\} + ([M] + [\bar{M}])(a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\}) - \{E^*\} \quad (2.54)$$

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{M}_s \end{bmatrix} \quad / \quad [\bar{M}_s] = \rho[S][h_{11}][S^T] \quad (2.55)$$

$$[E_{s1}^i] = [S][h_1][G][G](a_0\{P^{i-1}\} + a_2\{\dot{P}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{P}^{i-1}\}) + [S][h_1][C_f](a_1\{P^{i-1}\} + a_4\{\dot{P}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{P}^{i-1}\}) + \rho[S][h_{12}][S^T][\dot{u}_g^i] \quad (2.56)$$

- **La vitesse et l'accélération**

$$\{\dot{u}^i\} = \{\dot{u}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{u}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{u}^i\} \quad (2.57)$$

$$\{\ddot{u}^i\} = a_0(\{u^i\} - \{u^{i-1}\}) - a_2\{\dot{u}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}^{i-1}\} \quad (2.58)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \gamma) \quad \text{et} \quad a_7 = \gamma \Delta t \quad (2.59)$$

- **La première et la seconde dérivée de la pression**

$$\{\dot{P}^i\} = \{\dot{P}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{P}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{P}^i\} \quad (2.60)$$

$$\{\ddot{P}^i\} = a_0(\{P^i\} - \{P^{i-1}\}) - a_2\{\dot{P}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{P}^{i-1}\} \quad (2.61)$$

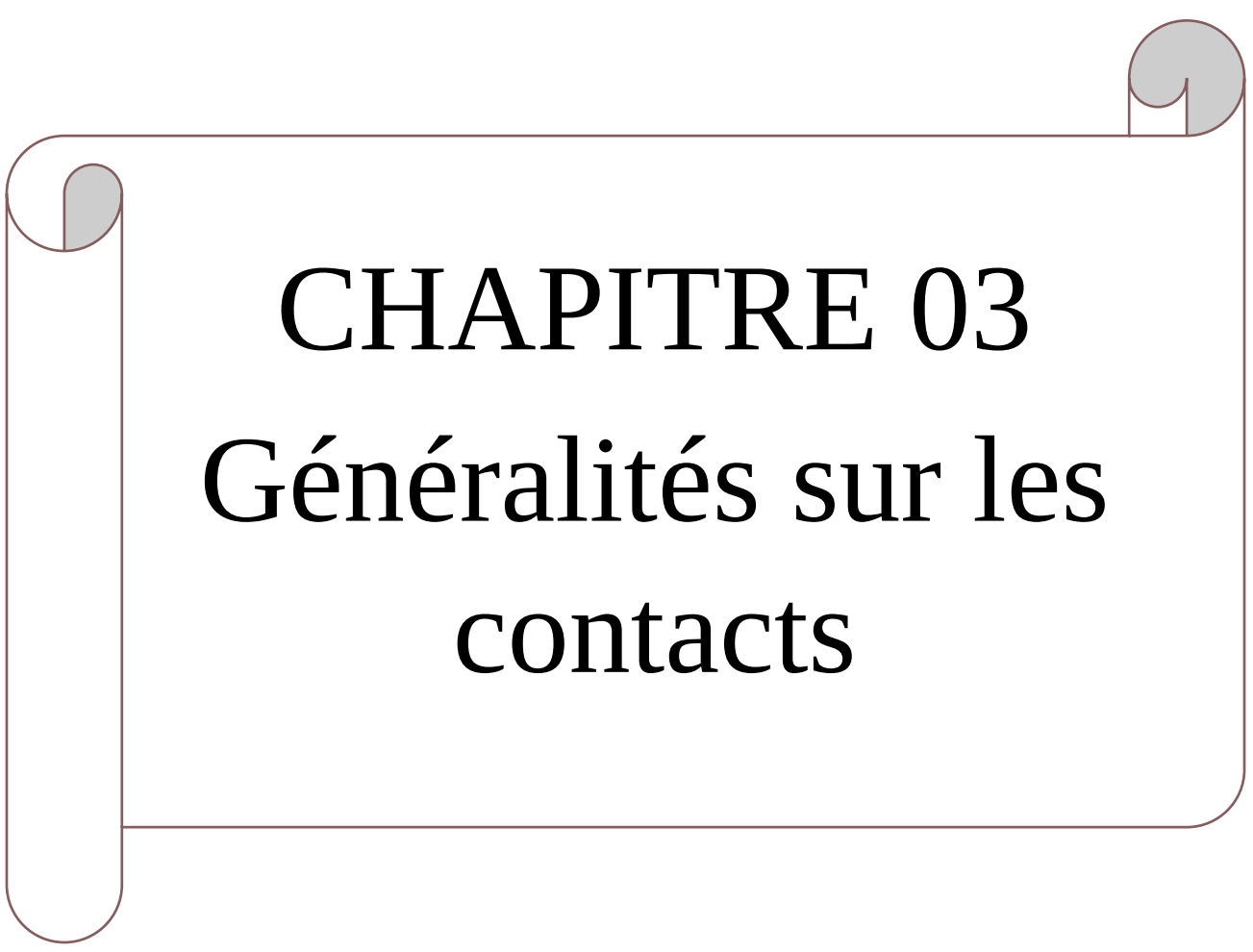
Pour l'incrément de temps suivant, il suffit de remplacer (i) par à (i+1) et de répéter les différentes étapes du calcul.

2.5 Conclusion

Les objectifs de ce chapitre se sont principalement concentrés sur la présentation du problème de l'interaction fluide-structure à l'aide de deux approches :

- **L'approche de Westergaard** : Souvent utilisée pour traiter le comportement dynamique des barrages, c'est une excellente méthode pour déterminer la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un fluide incompressible.

- **La méthode des éléments finis :** Elle utilise deux approches, à savoir l'analyse dans le domaine temporel et l'analyse transitoire dans le domaine temporel du système barrage-réservoir, en prenant en compte l'effet du fond du réservoir. Cette approche par éléments finis est conçue de la même manière pour les barrages et les réservoirs, ce qui lui confère un caractère unique.

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark brown border. The frame has rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like a scroll's binding. There are three circular elements: one at the top right corner, one at the top left corner, and one at the bottom left corner, all in a light gray color.

CHAPITRE 03

Généralités sur les contacts

3.1 Définition du contact

On rencontre le problème de contact dans diverses situations : articulation dans les éléments de treillis, engrenages, fondations, etc. ...

Dans la plupart des cas, le problème de contact peut être traité avec l'hypothèse de petits déplacements. Cependant il existe de nombreux cas, où l'hypothèse de petits déplacements n'est plus valable comme dans : les procédés de mise en forme, impact de véhicules, adhérence pneu/chaussée, etc...

Les lois de comportement numérique concernant le contact et le frottement sont fortement non linéaires, ce qui entraîne fréquemment des oscillations des points de contact qui se décolent et se recollent d'une interaction à l'autre. Pour faire face à ce défi numérique, on a souvent recours à des méthodes de régulation basées sur les lois de comportement de contact. Au cours des dix dernières années, un grand nombre de chercheurs ont commencé à perfectionner ou à concevoir des algorithmes de contact et de frottement pour deux corps déformables. Cependant, seule une comparaison avec des résultats analytiques ou expérimentaux fiables peut donner une mesure précise de leur efficacité.

En mécanique des solides et des structures, on distingue trois types de non-linéarité :

- Les non-linéarités de type comportement se réfèrent à la loi de comportement du matériau, y compris sa plasticité et son endommagement.
- Dans le cas de grandes déformations ou déplacements, où la configuration déformée ne peut être assimilée à la configuration non déformée, les non-linéarités géométriques sont considérées.
- Les non-linéarités de type contact liées à la possibilité d'apparition de décollement ou de glissement dans un contact parfait entre deux solides. Ces dernières se divisent en deux classes, les non-linéarités de contact unilatéral et celles liées au frottement.

Les non-linéarités liées au contact sont souvent les plus complexes à gérer, car elles impliquent des modifications soudaines de comportement (lors du passage contact-décollement et lors du passage adhérence-glissement).

Plusieurs techniques sont disponibles pour intégrer les conditions aux limites de contact lors de la modélisation par éléments finis. La technique de la pénalisation (Chen et al), ainsi que la technique des multiplicateurs de Lagrange (Diekmann et al). Les approches mixtes ou hybrides

qui Les combinaisons des deux techniques, basées sur la formulation du problème de complémentarité Kwak, Kim et Kaid), sont les plus fréquemment employées.

3.2 Différents types de contact

a) Contact unilatéral, sans frottement

Le contact unilatéral est la relation qui existe, sur la zone de contact, entre les efforts normaux (pressions de contact) et le mouvement relatif des deux corps dans la direction normale ; décollement. On considère deux solides élastique Ω_1 et Ω_2 . On note $\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2$ l'ensemble des deux corps. Ils sont soumis à des déplacements imposés $\vec{u}_d$ sur la $s_u = s_{u_1} \cup s_{u_2}$ à des efforts

Imposés $\vec{F}_d$ sur la zone $s_F = s_{F_1} \cup s_{F_2}$ et à des forces de volume $\vec{f}_d$ agissant sur les deux domaines.

$$(\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n} \geq 0 \quad (3.1)$$

$$F_n = F_{n1} = -F_{n2} \leq 0 \quad (3.2)$$

$$\vec{F}_t = \vec{F}_{t1} = -\vec{F}_{t2} \quad (3.3)$$

$$((\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n}) F_n = 0 \quad (3.4)$$

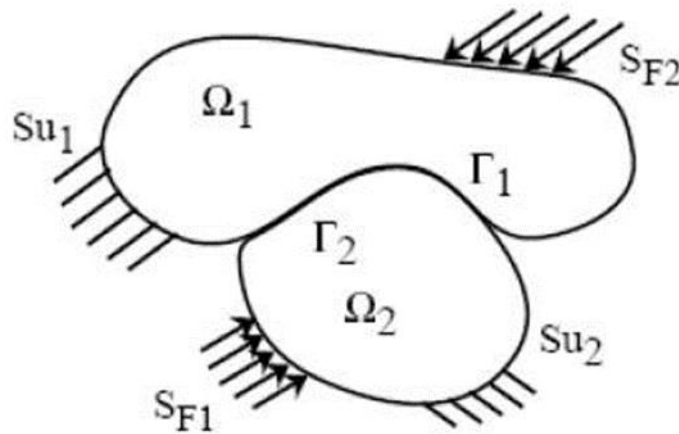


Figure 3. 1: Problème de contact unilatéral

L'équation (3.1) montre qu'il peut y avoir uniquement décollement, pas de pénétration. L'équation (3.2) précise que les efforts normaux ne peuvent être que de la compression. L'équation (3.3) indique qu'il n'y a pas de forces tangentielles de frottement. Enfin, l'équation (3.4), appelée condition de complémentarité, signifie qu'à un point donné, il y a soit contact, soit décollement. Le phénomène de contact unilatéral, défini précédemment, peut être représenté par le graphe de la figure 3.2. On peut facilement constater sur ce graphe la non-linéarité de la loi. On rencontrera parfois des versions régularisées de la loi de contact, comme celle présentée dans la figure 3.3, qui offrent une relation claire et unique entre la pénétration et la pression de contact. La pénétration autorisée par ces lois est souvent expliquée par un possible écrasement des aspérités. Cependant, identifier une telle loi à partir de mesures physiques peut être délicat.

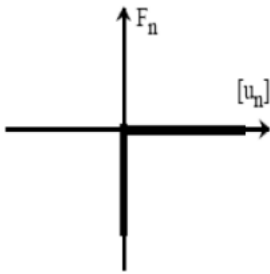


Figure 3. 2: La loi de contact

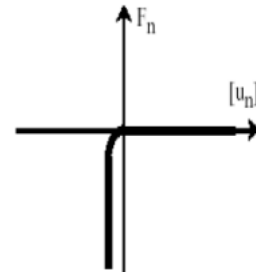


Figure 3. 3: Régularisation de loi de contact

b) Frottement

zone de contact et le mouvement tangentiel relatif des deux corps, glissement. Les phénomènes physiques à inclure dans une loi de frottement sont l'existence d'un seuil d'effort. En dessous de ce seuil, aucun glissement n'est possible. Ce seuil peut dépendre de l'intensité des efforts normaux. De plus, le déplacement de glissement semble irréversible. Cela amène à envisager, pour les lois de frottement, des liens entre les forces de frottement et la vitesse de glissement. Ces lois ne doivent évidemment s'appliquer que lorsqu'il n'y a pas de décollement sur la zone de contact. Pour définir les lois de frottement, nous définissons le glissement et la vitesse de glissement par :

$$((\vec{u}_2 - \vec{u}_1) \cdot \vec{n}) F_n = 0 \quad (3.5)$$

$$[\vec{u}_t] = \frac{\partial [u_t]}{\partial t} \quad (3.6)$$

La plus simple (en apparence) des lois de frottement est la loi de Tresca qui s'écrit de la manière suivante :

$$\text{si } \|\vec{F}_t\| < g \quad \text{alors } [\dot{\vec{u}}_t] = 0 \quad \text{(Adhérence)} \quad (3.7)$$

$$\text{si } \|\vec{F}_t\| = g \quad \text{alors } \exists \alpha > 0 \text{ tel que } [\dot{\vec{u}}_t] = \alpha \vec{F}_t \quad \text{(Glissement)} \quad (3.8)$$

Où g est un seuil du rapport adhérence / glissement fixé a priori. Le graphe de cette loi est tracé sur la figure 3.4, on posant :

$$[\vec{u}_t] = |[\vec{u}_t]| \frac{[\dot{\vec{u}}_t]}{\|[\dot{\vec{u}}_t]\|} \quad \text{et} \quad \dot{F}_t = F_t \frac{\vec{F}_t}{\|\vec{F}_t\|} \quad (3.9)$$

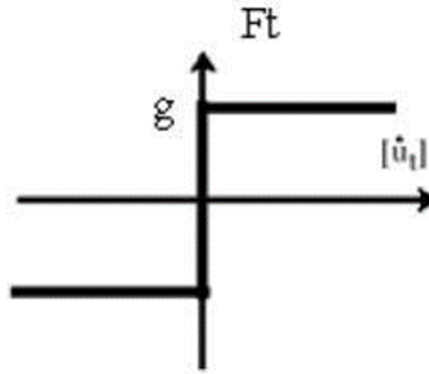


Figure 3. 4: la loi de Tresca

Pour expliquer comment ce seuil est lié à la force des efforts normaux, on se base sur une loi de Tresca. Avec cette loi, le seuil μ varie directement en fonction de l'effort normal. C'est en fait ce qu'on connaît sous le nom de loi de Coulomb (1785).

$$\text{si } \|\vec{F}_t\| < \mu |F_n| \quad \text{alors } [\dot{\vec{u}}_t] = 0 \quad \text{(Adhérence)} \quad (3.10)$$

$$\text{si } \|\vec{F}_t\| = \mu |F_n| \quad \text{alors } \exists \alpha > 0 \text{ tel que } [\dot{\vec{u}}_t] = \alpha \vec{F}_t \quad \text{(Glissement)} \quad (3.11)$$

Où μ est le coefficient de frottement qui dépend des matériaux en présence et des états de surface ; Fig 3.5

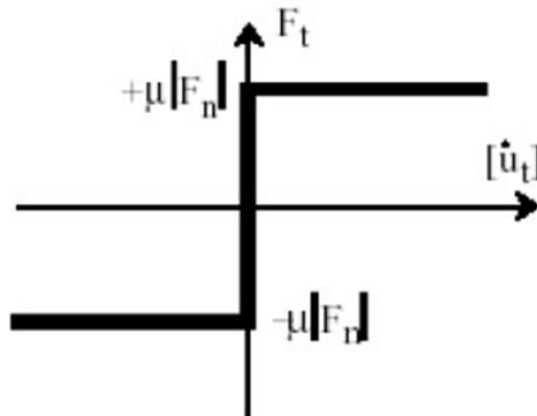


Figure 3. 5: la loi de Coulomb

3.3 Eléments de contact

Un élément de contact, c'est une sorte de couche super fine, sans épaisseur, qu'on met entre les maillages de deux parties différentes. Ces éléments ont deux séries de points (des nœuds) qui se trouvent au même endroit. Grâce à ça, on peut modéliser ce qui se passe quand les pièces se décolle ou glissent l'une contre l'autre.

Si on choisit d'utiliser des lois de contact qu'on appelle "non régularisées", on peut donner à ces éléments des caractéristiques de matière assez simples. Elles vont changer selon la situation de contact. Par exemple, la "raideur" de l'élément sera très élevée quand il y a contact, et au contraire, très faible s'il y a décollement. Avec cette approche, la résolution des calculs ressemble un peu aux méthodes de pénalisation et, du coup, elle a les mêmes soucis de stabilité ou de "conditionnement".

Par contre, si on se tourne vers des lois de contact "régularisées", c'est différent. Là, le comportement de ces éléments suit des règles précises qui établissent un lien clair et unique entre l'effort exercé et le déplacement. Ces éléments se mettent à fonctionner un peu comme des matériaux plastiques, et pour trouver les solutions, on utilise les techniques classiques employées pour les problèmes de plasticité.

a) Modélisation du contact

Pour modéliser ce problème, on représente chaque discontinuité en utilisant des éléments finis de contact. Il faut alors bien sûr tenir compte de la forme réelle de ces discontinuités et de leurs caractéristiques mécaniques.

Quand on modélise des solides qui se touchent, il est important de bien choisir les éléments finis. Concrètement, ce choix dépend surtout de la forme de l'élément et de son 'ordre'. On peut donc opter soit pour un très grand nombre d'éléments plats et simples (linéaires), soit pour moins d'éléments, mais qui sont plus complexes (d'ordre plus élevé). Quand on doit décider entre ces deux options d'éléments, on pense surtout à la précision des résultats qu'on veut obtenir, mais aussi au coût de calcul que cela représente. Étant donné que notre problème demande une grande précision pour calculer les contraintes, il est plus malin d'opter pour des polynômes d'ordres plus élevés.

S_0 : Surface initiale du contact

S_c : Surface potentielle du contact

S_1, S_2 : Surface des solides 1 et 2

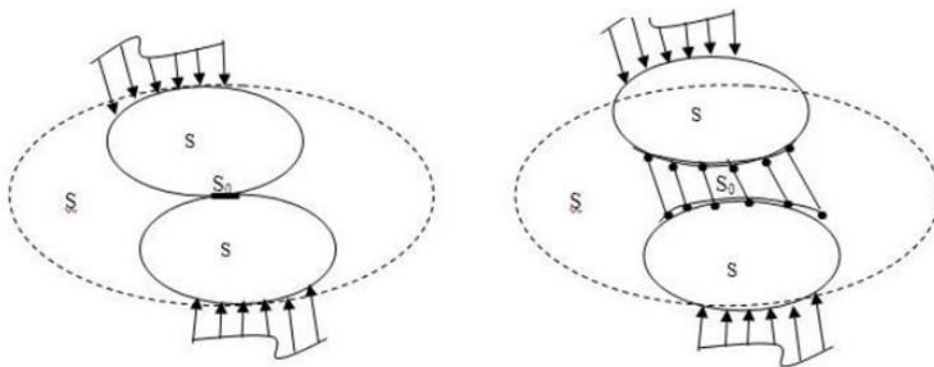


Figure 3. 6 : modélisation des surfaces en contact

b) Rigidité du contact

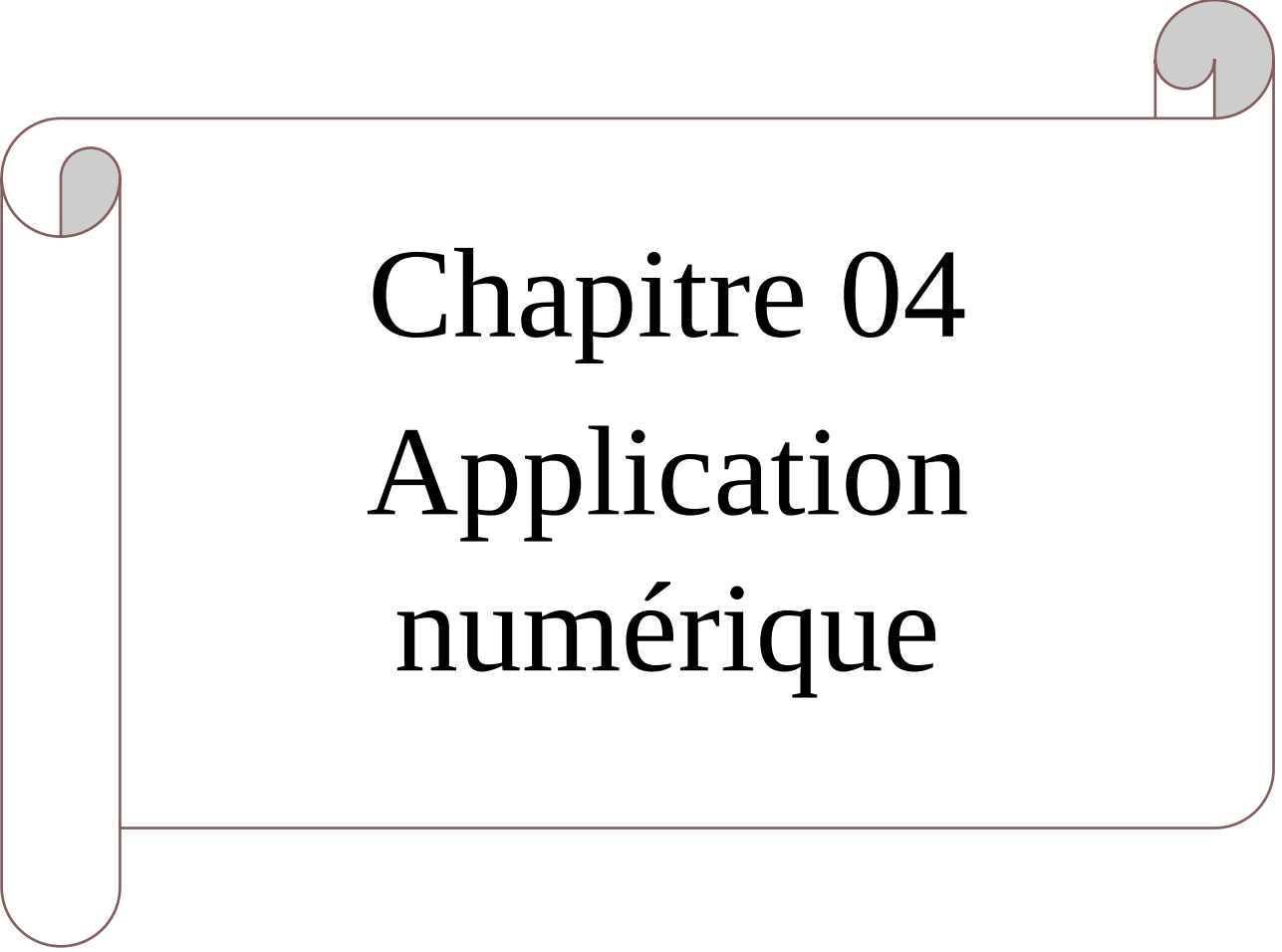
La rigidité de contact est un élément clé, elle influence directement la précision et la façon dont les calculs vont aboutir. Il faut savoir qu'une rigidité plus forte rend le résultat plus précis, mais ça rend aussi la convergence plus compliquée.

Il faut bien prendre le temps de trouver la bonne valeur pour cette rigidité. La "meilleure" valeur change souvent selon le problème qu'on étudie. La valeur par défaut ne suffit pas toujours, il faut parfois chercher une autre valeur pour avoir une solution qui converge bien et qui est assez précise.

Pour ce qui est des éléments 'surface-à-surface', on choisit la rigidité de contact à travers un facteur (le FKN). En pratique, le logiciel ANSYS calcule cette rigidité de contact en multipliant la rigidité de l'élément de base par le facteur que vous lui avez indiqué.

$$k_{contact} = FKN \times (k_{sous-jacent}). \quad (3.12)$$

Pour les éléments surface-à-surface, la rigidité de contact a pour dimension une rigidité par unité d'aire. Une bonne valeur de la rigidité de contact est souvent obtenue en rendant la rigidité de contact égale à la rigidité des éléments sous-jacents

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark gray border. The frame has rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within the frame.

Chapitre 04

Application numérique

4.1 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 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.

De nombreux travaux de recherche antérieurs réalisés ont été spécifiquement effectués dans le domaine fréquentiel en utilisant une discrétisation par éléments finis bidimensionnels des monolithes de barrage supposés linéairement élastiques et une représentation analytique de la solution de l'équation des ondes de pression régnant dans un réservoir semi-infini. Ces efforts ont ainsi permis d'identifier un certain nombre de paramètres susceptibles d'avoir un effet significatif sur la réponse sismique des barrages.

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.

L'objet de ce travail est de présenter un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis pour l'analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages poids compte tenu des effets d'interaction hydrodynamique. Une étude a été effectuée aux fins de mieux appréhender le comportement dynamique du barrage de Oued Fodda, situé dans la Wilaya de Chlef au Nord-Ouest de l'Algérie, sous l'excitation du séisme de Boumerdes (2003).

4.2 Présentation de l'ouvrage

Le barrage de 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 de 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 Oued Fodda, dans la Wilaya de Chlef au Nord-Ouest de l'Algérie (figure 4.2), au confluent de 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 225 Hm³ 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 Oued Fodda.



Figure 4. 2: Situation géographique du barrage de Oued Fodda

4.3 Profil type du barrage

Le barrage de Oued Fodda est également un barrage construit en béton, appelé aussi barrage poids. Les principaux paramètres qui le définissent sont donnés ci-dessous (figure 4.3) :

- La hauteur totale du barrage (H_B) est de 101 mètres
- La largeur au niveau de la base du barrage (L_B) est de 65,5 mètres
- La hauteur du barrage à sa crête (la partie la plus haute) (H_C) est de 4,6 mètres
- La largeur de la crête (L_C) est de 5 mètres
- La hauteur maximale de l'eau retenue par le barrage (H_F) est de 96,4 mètres
- La longueur de la partie d'eau retenue (L_F) est de 300 mètres.

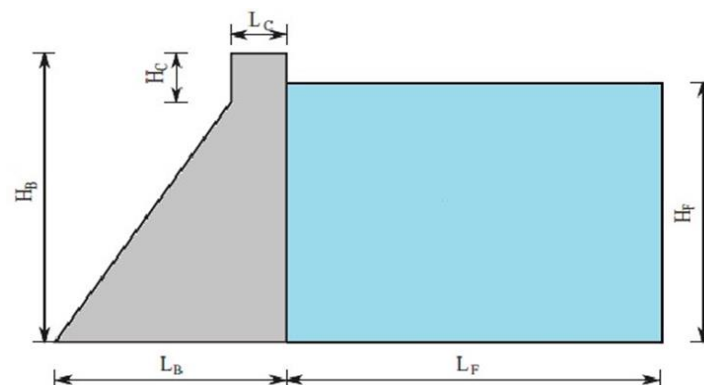


Figure 4. 3: Profil type du barrage de l'Oued Fodda

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et du réservoir d'eau sont récapitulées dans le tableau (4.1). Le béton du barrage a une résistance à la traction de 1,6 MPa et une résistance à la compression de 20 MPa.

Matériau	Propriétés des matériaux		
	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
Barrage (béton)	24600	0.2	2640
Réservoir d'eau	2070	0.49	1000

Tableau 4. 1: Propriétés des matériaux du barrage-poids de Oued Fodda

4.4 Modélisation du système barrage-réservoir par éléments finis

Pour représenter le système barrage-réservoir, on a utilisé ce qu'on appelle une discrétisation par éléments finis en deux dimensions (2D), comme on le voit sur la figure (4.4). Ce modèle d'éléments finis est créé en utilisant software Ansys qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie.

Pour le barrage, on a utilisé un modèle d'éléments finis avec 336 éléments solides (du type Plane42). Et pour modéliser le réservoir d'eau, on a eu recours à un modèle d'éléments finis avec 720 éléments fluides (appelés Fluid79).

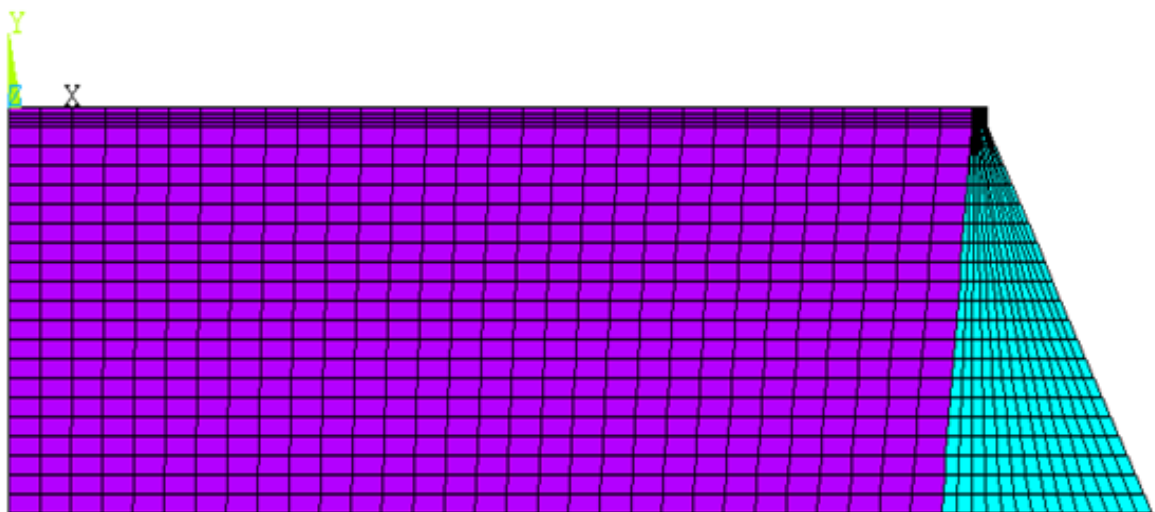


Figure 4. 4 : Discretisation par Eléments finis du système barrage-réservoir

4.5 Éléments de contact surface-surface

Pour modéliser un problème de contact, il faut d'abord identifier les pièces à analyser afin de déterminer leurs interactions potentielles. Si l'une des interactions est ponctuelle, le composant correspondant au modèle est un nœud. Si l'une des interactions est surfacique, le composant correspondant est un élément : poutre, coque ou élément solide.

Le modèle d'éléments finis identifie les paires de contact possibles grâce à la présence d'éléments de contact spécifiques. Ces éléments sont superposés aux pièces du modèle dont l'interaction est analysée. Il existe différents types d'éléments de contact. L'interface de contact entre le barrage et le réservoir d'eau est modélisée par des éléments de contact surface-surface basés sur la loi de Coulomb. Ces éléments utilisent une surface cible (Targe169) et une surface de contact (Conta172) pour former une paire de contact (figure 4.5).

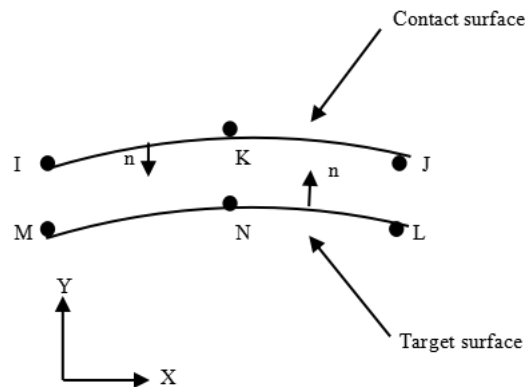


Figure 4. 5: Éléments de surface : target et contact.

4.6 Analyse dynamique

Dans ce chapitre on va concentrer sur les deux types d'analyses, analyse modale et analyse transitoire.

4.6.1 Analyse modale

L'analyse des vibrations libres du barrage-réservoir constitue l'objet de la première étape de cette étude. On s'intéresse à l'extraction des modes et périodes propres à partir des matrices de masse et de raideur. Les plus basses cinq fréquences naturelles du système couplé barrage-réservoir sont présentés dans le tableau (4.2).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	2.8583	0.3498
2	3.6730	0.2722
3	4.3965	0.2274
4	5.8231	0.1717
5	7.4675	0.1339

Tableau 4. 2: Cinq premières fréquences naturelles du système couplé barrage-réservoir

Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :

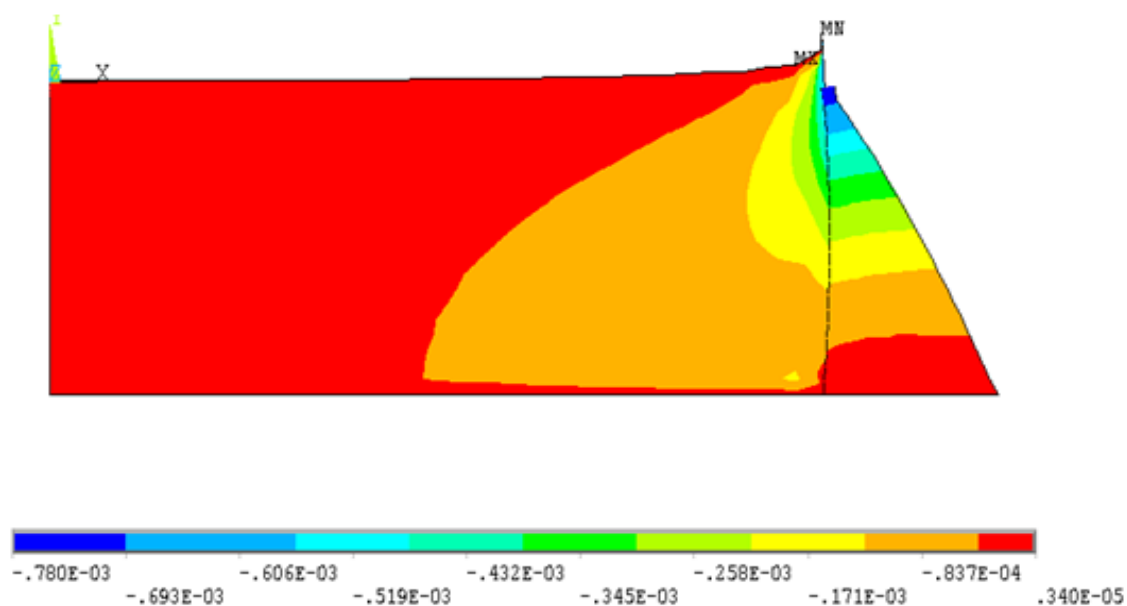


Figure 4. 6: Premier mode de vibration et la répartition des déplacements

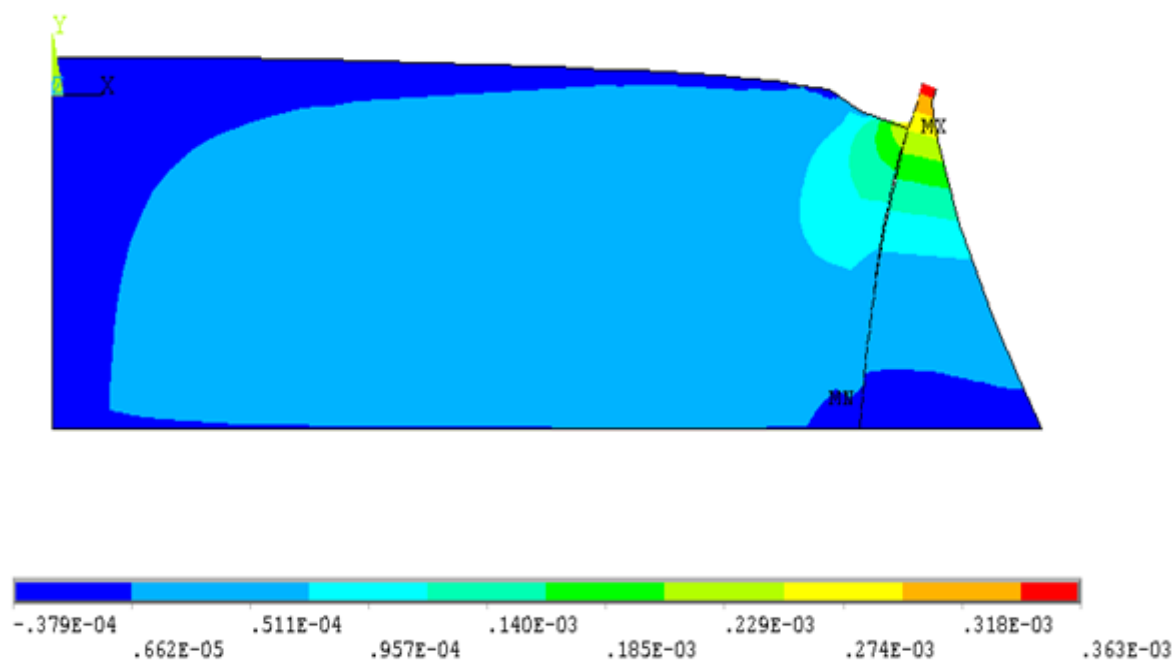


Figure 4. 7: Deuxième mode de vibration et la répartition des déplacements

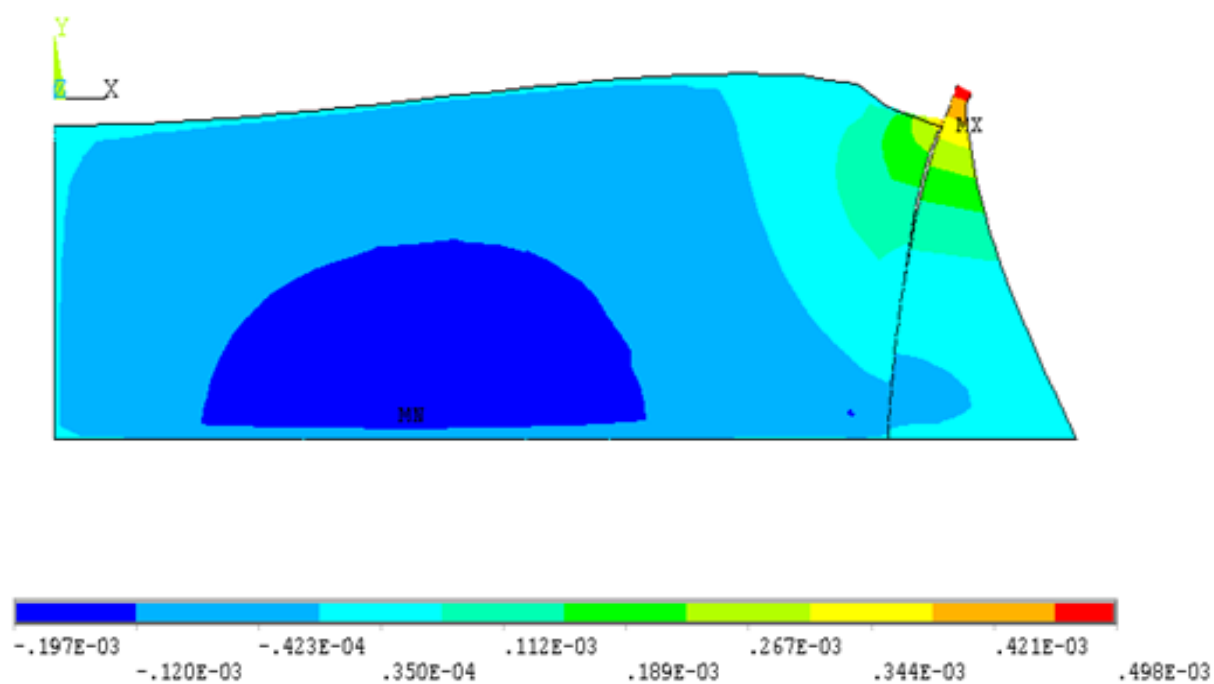


Figure 4. 8: Troisième mode de vibration et la répartition des déplacements

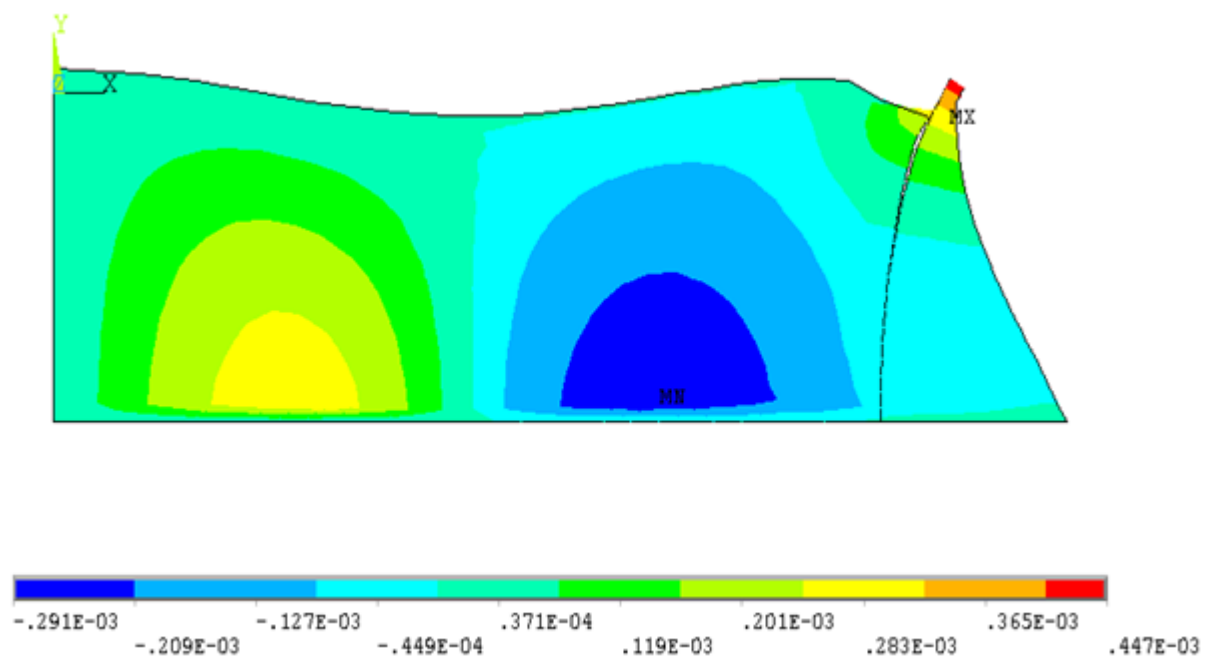


Figure 4. 9: Quatrième mode de vibration et la répartition des déplacements

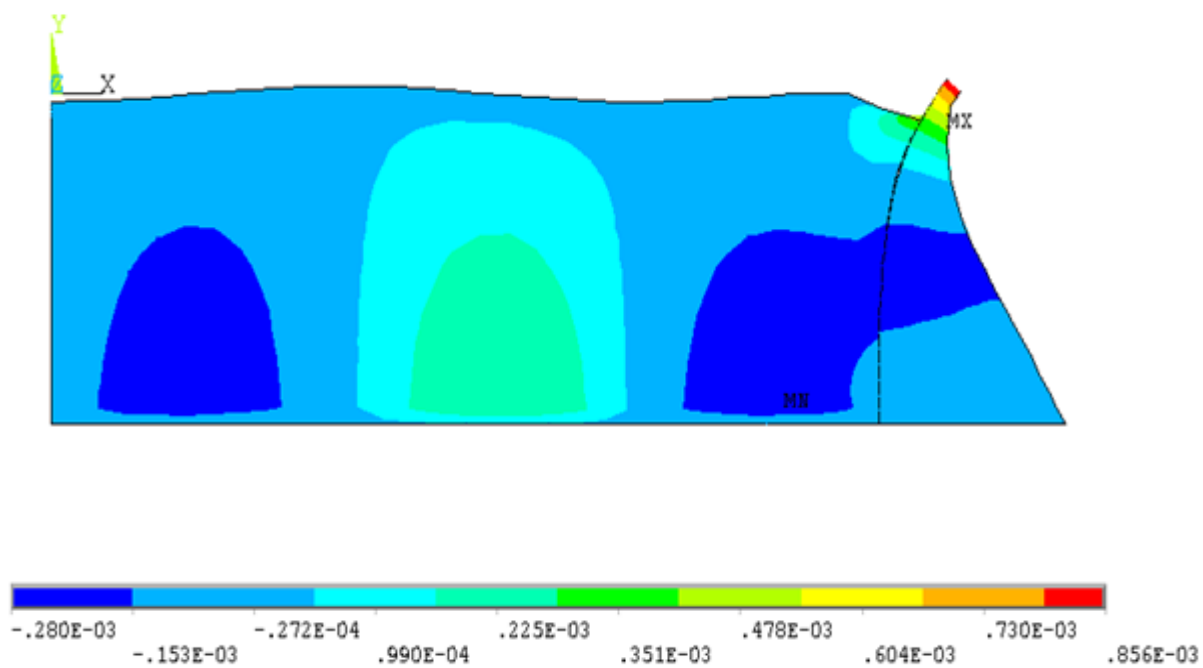


Figure 4. 10: Cinquième mode de vibration et la répartition des déplacements

4.6.2 Analyse transitoire

La réponse sismique du barrage a été étudiée compte tenu du comportement linéaire d'interaction barrage-réservoir soumis aux accélérations du séisme de Boumerdes (2003) (figure 4.11). Une analyse transitoire en utilisant la méthode de Newmark est effectuée pour les trois modèles représentant le barrage-poids.

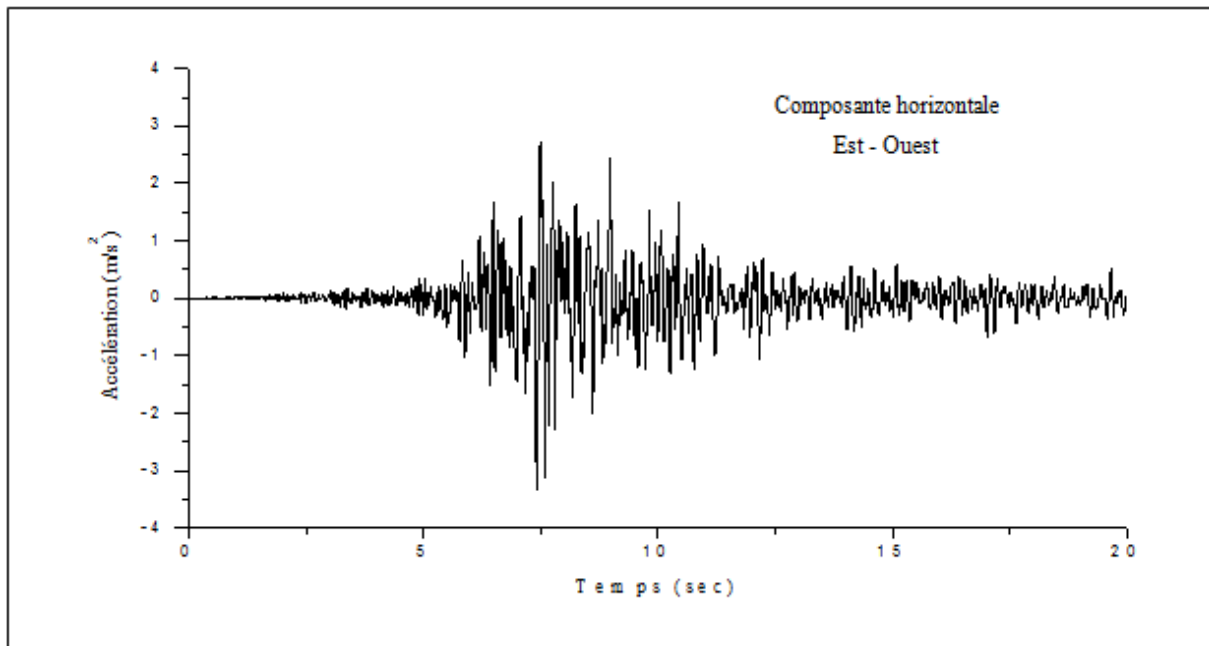


Figure 4. 11: Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003)

4.6.2.1 Variation des déplacements

La figure (4.12) représente les déplacements en fonction du temps dans la direction horizontale à la crête du barrage.

La figure (4.13) représente les contours des déplacements dans la direction horizontale du système barrage-réservoir. On remarque une déformation latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la base du barrage, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur de $u_{\max} = 2.06$ cm.

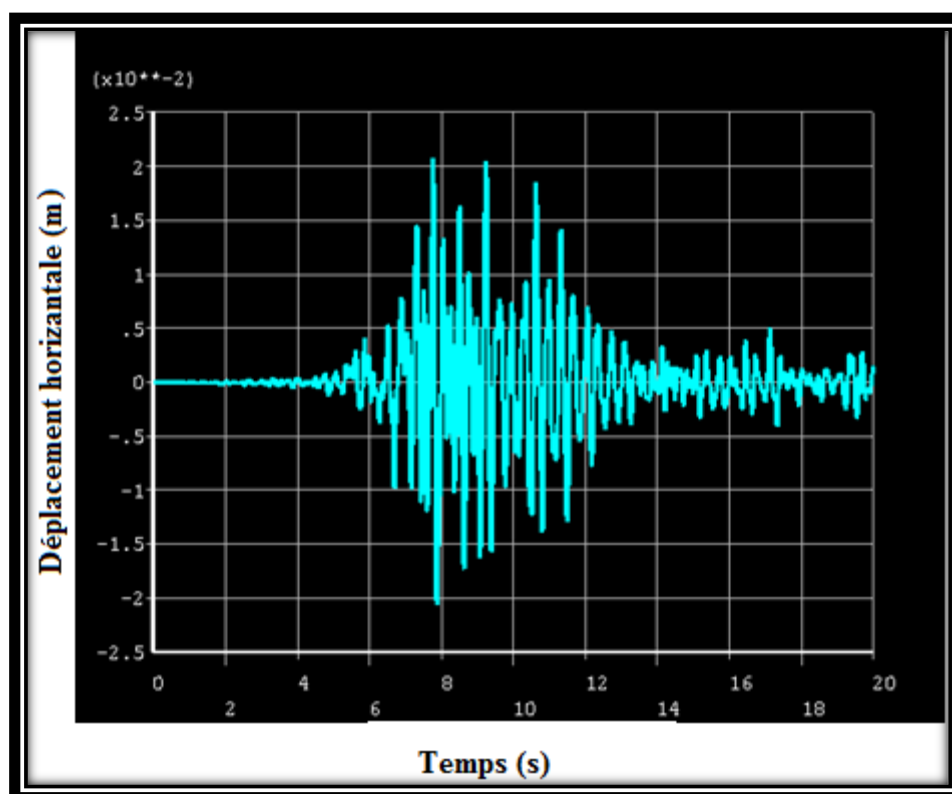


Figure 4. 12: Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage

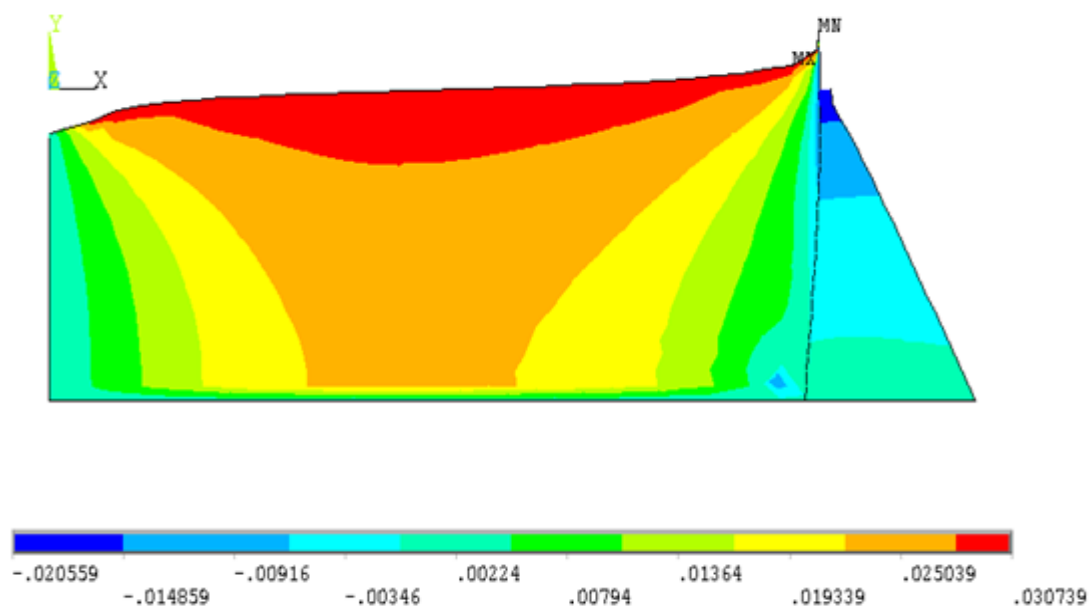


Figure 4. 13: Contours de déplacement (m) dans la direction horizontale du système barrage-réservoir

4.5.2.2 Variation des contraintes

Les figures (4.13) et (4.14) montrent la variation des contraintes principales de traction en fonction du temps au pied et à la crête du barrage, respectivement. On constate que la contrainte principale maximale de traction au pied atteint de $2.613 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$, tandis que, elle atteint de 131613 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

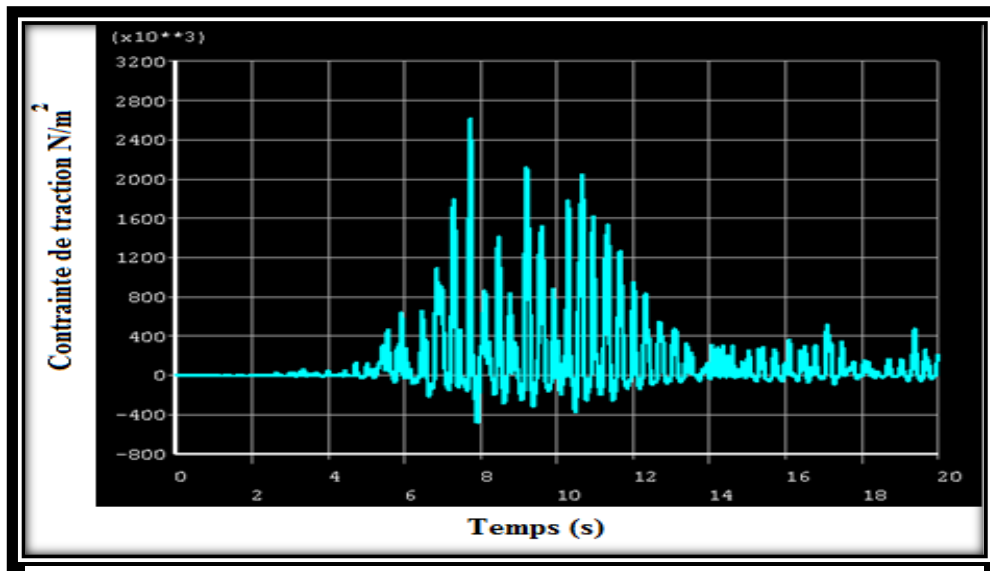


Figure 4. 14: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage

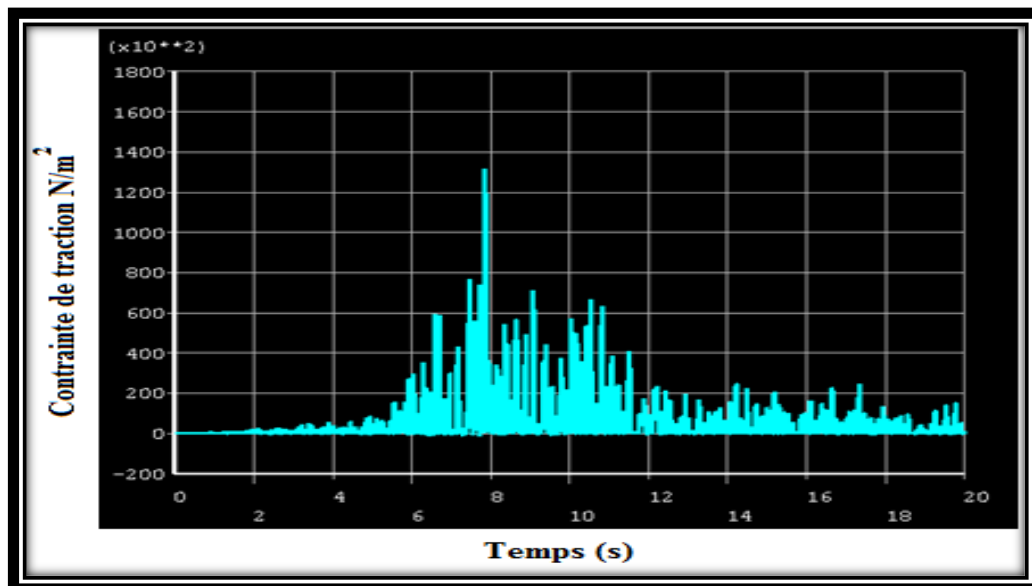


Figure 4. 15: Variation des contraintes de traction en fonction du temps à la crête du barrage

Les figures (4.15) et (4.16) montrent la variation des contraintes principales de compression en fonction du temps au pied et à la crête du barrage, respectivement. On constate que la contrainte principale maximale de traction au pied atteint de $-2.801 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$, tandis que, elle atteint de -113812 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de compression diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

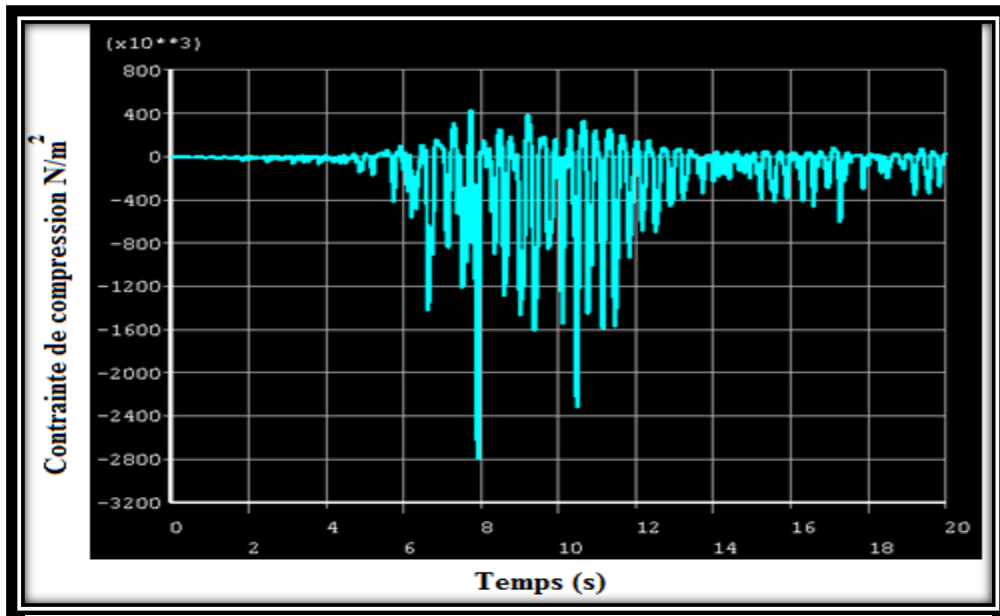


Figure 4. 16: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage

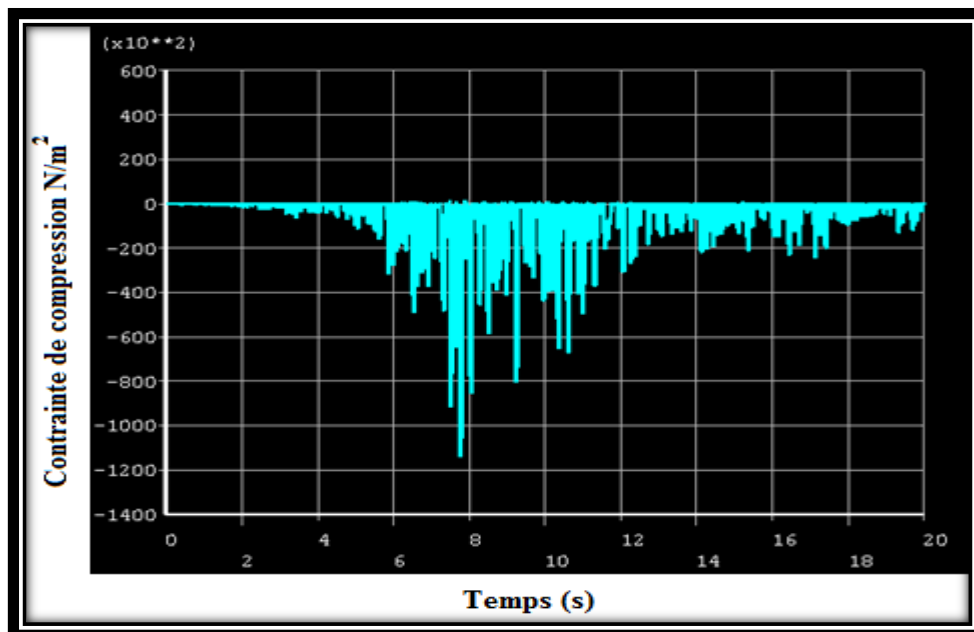


Figure 4. 17: Variation des contraintes de compression en fonction du temps à la crête du barrage

Les figures 4.17 et 4.18 montrent les contours des contraintes principales de traction et de compression du système barrage-réservoir, respectivement.

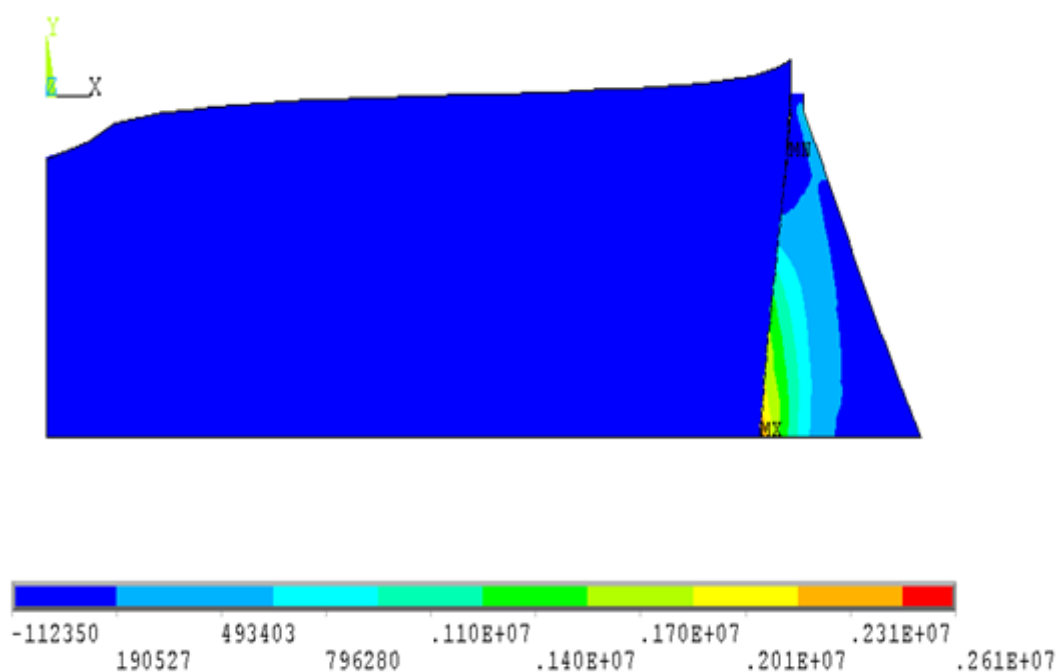


Figure 4. 18: Contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir

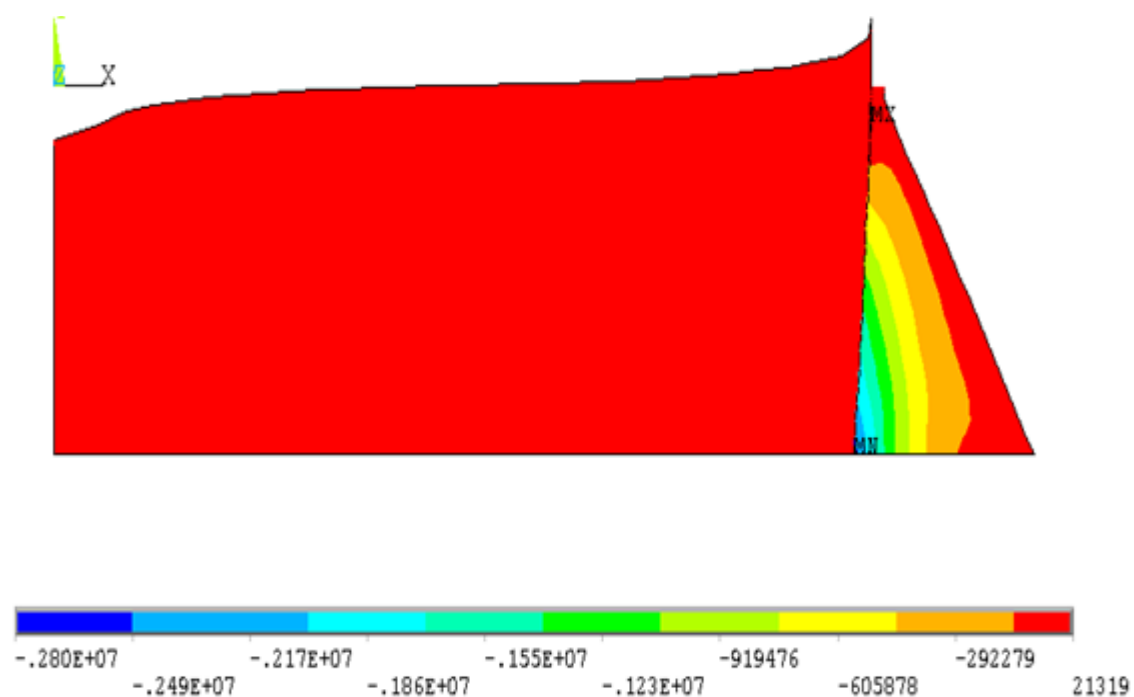


Figure 4. 19 : Contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir

4.7 Conclusion

A partir des études réalisées dans ce chapitre on peut tirer comme conclusion les points suivants :

- Le barrage est très rigide, cela est dû à la variation croissante (base vers crête) de la fréquence.
- Plus en s'éloignant de la base, on remarque une déformation latérale importante due au déplacement horizontal du système barrage-réservoir.
- Une diminution de la contrainte tout en s'approchant de la crête.

La pression exercée par l'eau sur le barrage provoque un déplacement important au niveau de la crête avec une faible contrainte à ce niveau.

Par contre en se rapprochant à la base du barrage on remarque une augmentation jusqu'à la valeur maximale de la contrainte

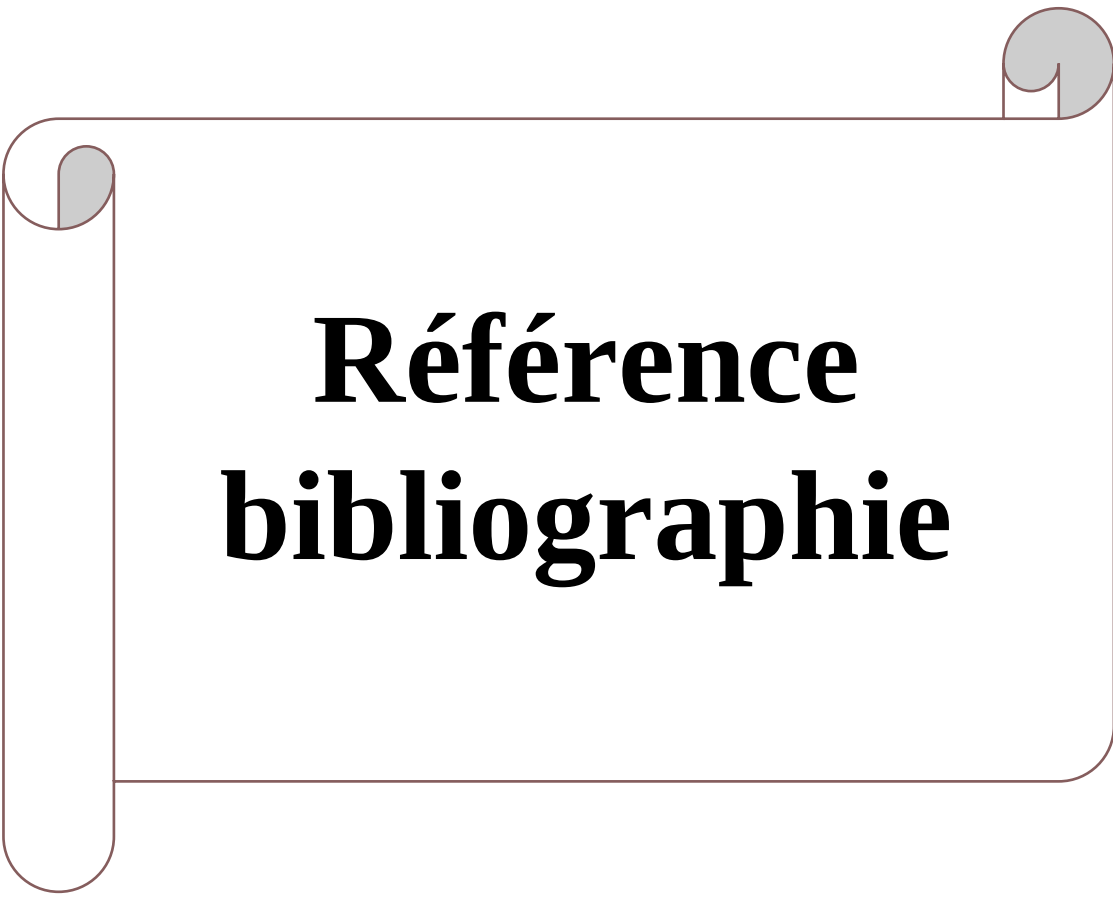
Conclusion générale

Cette étude vise à apporter notre contribution à l'étude de l'influence de l'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des structures civiles notamment les barrages poids en bétons. La structure étudiée est modélisée en 2D dimensions par la méthode éléments finis en utilisant le logiciel Ansys. Les excitations sismiques sont tirées du séisme de Boumerdes en 2003 et ils ont été enregistrés pour l'analyse.

Afin de comprendre l'analyse numérique :

- L'interaction fluide-structure a pour effet principal d'allonger les périodes propres de vibration de la structure.
- La réponse sismique a montré que les déplacements ainsi que les contraintes et les pressions Hydrodynamiques agissant sur la structure peuvent être amplifiés.

Les contraintes principales de traction et de compression sont importantes au pied du barrage, donc on peut s'attendre à apparaître des fissures autour de ces parties qui peuvent provoquer des endommagements au barrage.

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a dark brown border. The frame has rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within the frame.

Référence bibliographie

- ✓ ANSYS (2013) Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, USA.
- ✓ Arabshahi, H., V. Lotfi (2008) Earthquake response of concrete gravity dams including dam-foundation interface nonlinearities. Eng. Struct. 30(11): 3065-3073.
- ✓ Azmi, M., P. Paultre (2002) Three-dimensional analysis of concrete dams including contraction joint nonlinearity. Engineering Structures 24: 757-771.
- ✓ B.Tiliouine, A. Seghir (1997). Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda. CAM97, Damas, Syrie.
- ✓ Bendimerad. A. Z. (2011), Comportement des barrages en BCV et en BCR Étude comparative, projet de fin d'étude, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université Abou bekr belkaid, Tlemcen, Algérie. P 42-45.
- ✓ Bougacha and J. L. Tassoulas. Seismic response of gravity dams. I: Modeling of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8) :1826–1837, 1991.
- ✓ Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. I: Modeling of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8): 1826-1837, 1991.
- ✓ Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. II: Effects of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8): 1839-1850, 1991.
- ✓ Chavez, J.W., G.L. Fenves (1995) Earthquake analysis of concrete gravity dams including base sliding. J. Struct. Eng. ASCE 121(5): 865-875.
- ✓ Chopra, A. K. and Gupta, S. Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake response of a concrete gravity dam. J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 578, 1899-1412, 1981.
- ✓ Chopra, A.K., L. Zhang (1991) Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams. J. Struct. Eng. 117(12): 3698-3719.
- ✓ Cours Barrage, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL, 2006).
- ✓ D Maity. A novel far-boundary condition for the finite element analysis of infinite reservoir. Applied Mathematics and Computation, 170 :1314–1328, 2005.
- ✓ Danay, A., L.N. Adeghe (1993) Seismic induced slip of concrete gravity dams. J. Struct. Eng 119(1): 108-129.
- ✓ Degoutte. G. (2002), Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref Édition, 173p.
- ✓ Drucker, D.C., W. Prager (1952) Soil mechanics and plastic analysis of limit design. Q. Appl. Math. 10(2):157-165.

- ✓ Fenves, G. and Chopra, A. K. Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction of frequency response functions of concrete gravity dams. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* vol. 13, 13-31, 1985.
- ✓ Fenves, G. and Chopra, A. K. Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams. *Journal of Sound and Vibration*, 111(3): 545-562, 1985.
- ✓ Fluid domains. *Applied Mathematics and Computation*, 163 :61–69, 2005.
- ✓ Foundation inhomogeneity. *Front. Archit. Civ. Eng. China*, 1(1) :41–50, 2007.
- ✓ G. Fenves and A. K. Chopra. Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams. *Journal of Sound and Vibration*, 111(3) :545–562, 1985.
- ✓ G. Lin, J. DU, and Z. HU. Earthquake analysis of arch and gravity dams including the effects of Gogoi I. and Maity D. Influence of sediment layers on dynamic behavior of aged concrete dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 133(4) :400–413, 2007.
- ✓ Hall, J. F. and Chopra, A. K. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams. *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, vol. 10, 333-395, 1982.
- ✓ Hall, J.F., M.J. Dowling, B. El-Aidi (1991) Defensive design of concrete gravity dams. Report no. EERL 91-02. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- ✓ J. Dominguez, R. Gallego, and B. Japon. Effects of porous sediments on seismic response of concrete gravity dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 123(4) :302–311, 1997.
- ✓ J. F. HALL and A. K. Chopra. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 10 :333–395, 1982.
- ✓ L. Ramdani and A. Seghir. Etude de la reponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(1) :33–52, 2009.
- ✓ Leger, P., M. Katsouli (1989) Seismic stability of concrete gravity dams. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 18(6): 889-902.
- ✓ O.C. Zienkiewicz, D.W. Kelly, and P. Bettess. The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modelling in numerical procedures. In *Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I*, pages 169–203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA, 1971.
- ✓ Ouzandja, D., B. Tiliouine (2015). Effects of dam-foundation contact conditions on seismic performance of concrete gravity dams. *Arab. J. Sci. Eng.* 40(11): 3047-3056.

- ✓ Patrick, Le Delliou. *Les barrages : conception et maintenance*, PRESSES UNIVERSITAIRES DE AIRES DE LYON, 2007 86, rue Psteure – 69365 Lyon Codex 07, 2007, 261p.
- ✓ Pecker. *Dynamique des sols*. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, 1984.
- ✓ Rouissat. B. (2009/2010), Cours de barrage, 4^{ème} année génie civil, département de génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- ✓ S. Kőçökaslan, S.B. Coskun, B. Taskin (2005). Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. *Journal of fluid and structure* 20 ,1073-1084.
- ✓ S. Kucukarslan. An exact truncation boundary condition for incompressible-unbounded infinite. S. Prakash. *Soil dynamics*. Mcgraw-Hill, 1981.
- ✓ S.E. Moussaoui and B. Tiliouine. Etude de l'effet de l'interaction dynamique sur le comportement sismique du barrage de l'Oued Fodda. In *Colloque International sur la vulnérabilité*, 11–12 Octobre 2003, Alger, Algérie, 2003.
- ✓ Schleiss. A. J. & Pougatsch. H (2011), *Les barrages, du projet la mise en service*, Presses polytechniques et universitaire romandes, lausanne, Vol 17.
- ✓ Viladkar, M.N., A.M.S. Al-Assady (2012) Nonlinear analysis of pine flat dam including base sliding and separation. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15 WCEE)*, Lisbon, Portugal.
- ✓ Westergaard, H.M. (1933) Water pressures on dams during earthquake. *Trans. ASCE* 98 : 418-433.
- ✓ Westergaard, H.M. Water pressures on dams during earthquake. *Trans. ASCE* 98, 418-433 (1933).
- ✓ Zienkiewicz, O.C. and Newton, R.E. Coupled vibrations of a structure submerged in a compressible fluid. In *Int. Sym. Finite Element Techniques*, 1st-15th May 1969.
- ✓ Zienkiewicz, O.C., Kelly, D.W. and Bettess, P. The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modelling in numerical procedures. In *Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I*, pages 169-203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA, 1971.