

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DES SCIENCES

DEPARTEMENT DE GENE CIVILE

N° :



DOMAINE : SCINCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENE CIVILE

OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master

Thème :

Effet du taux de remplissage du réservoir d'eau
sur la réponse dynamique des barrage-poids en
béton

Dirigé par :

- ***Neché Abdelmounaim***
- ***Aouidji Salah***

présenté par :

Mr. Ouzandja Djamel

Année universitaire : 2022 /2023

Dédécasse

« Nèche Abd elmounaim »

Tout d'abord, je remercie Allah Tout-Puissant de m'avoir donné la volonté, la santé et le courage d'entreprendre ce travail.

Je dédie cette conclusion à fin d'étude :

A ma mère et mon père, que Dieu lui fasse miséricorde, qui m'ont encouragé et soutenu tout au long de ma vie.

A mes chers frères et famille.

« Aouidji Salah »

Tout d'abord, je remercie Allah Tout-Puissant de m'avoir donné la volonté, la santé et le courage d'entreprendre ce travail.

Je dédie cette conclusion à fin d'étude :

A ma mère et mon père, qui m'ont encouragé et soutenu tout au long de ma vie.

A mes chers frères et famille

Remerciement

*Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant de nous avoir
donné la force de la patience et du courage pour entreprendre ce
travail*

*Sans oublier nos parents qui nous ont soutenus tout au long de
notre vie*

*A la fin de ce travail de mémoire il est difficile de trouver les mots
justes*

*Nous remercions à notre encadrante Dr « Mr. ouzandja djamel »
qui nous a aidé pendant cette période, c'était agréable de travailler
sous votre supervision.*

*Nos remerciements aux membres du jury « » et « »
qui nous ont fait l'honneur d'évaluer notre travail.*

*Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui nous
ont accompagnés tout au long de notre parcours pédagogique.*

*Nous remercions tout le monde qui ont directement ou
indirectement participé à la réalisation de cet humble travail.*

Sommaire

Résumé : vi

Liste des abréviationsviii

Liste des figures x

Liste des tableauxxiii

Introduction Générale..... 1

Chapitre I. Généralité des barrages3

I.1. Introduction 3

I.2 Historique des Barrages.....3

I.3 Définition..... 3

I.4. Les différents types de barrages4

I.4.1. Barrages en béton 4

I.4.2. Barrages en remblais4

I.4.3. Barrages mobiles7

I.5. Classification des barrages8

I.5.1. Les matériaux de construction.....8

I.5.2. La façon à résister à la poussée de l'eau9

I.6. Les critères de choix du site et du type de barrage9

I.7. Les exemples de grands barrages dans le monde9

I.8. Choix du type de barrage en béton 10

I.8.1. Barrage poids..... 10

I.8.2. Barrage voûte 11

I.8.3. Barrage à contreforts 11

I.8.4 Modèles de barrage à contreforts : 12

I.8.5. . Barrage en BCR 13

I.9. Utilité des barrages 13

I.10 Avantages et particularités en béton 14

I.10.1.	Barrages poids	14
I.10.2.	Barrages à counterfort	15
I.10.3.	Barrages voûtes.....	15
I.10.4.	Barrage en BCR.....	16
.I.11	Conclusion	17
Chapitre II.	L'interaction fluide-structures.....	18
II.1.	Introduction	18
II.2.	Différentes méthodes d'interaction fluide-structure.....	19
II.2.1.	Méthode de masse ajoutée.....	19
II.2.2.	Détermination de la masse d'eau entraînée.....	23
II.3.	Solution de westergaard.....	24
.II.4	Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis	25
II.4.1.	Système couplé fluide-structure	25
II.5.	Conclusion	38
Chapitre III.	Modélisation du système barrage réservoir.....	39
III.1.	Introduction.....	39
III.2.	Formulation (u, p)	40
III.2.1.	Modélisation du barrage	40
III.2.2.	Modélisation du réservoir	43
III.3.	Formulation (u, ϕ , p)	46
Chapitre IV.	Application numérique.....	50
IV.1.	Introduction.....	50
IV.2.	Présentation de l'ouvrage.....	50
IV.3.	Modélisation du système barrage-réservoir par éléments finis.....	52
IV.4.	Analyse dynamique.....	54
IV.4.1.	Analyse transitoire	54
IV.5.	Conclusion	65

Conclusion en générale	66
Référence bibliographie	48

ملخص:

يمثل التنبؤ بالاستجابة الديناميكية لسد الوزن الخرسانى وتفاعله مع خزان المياه تحديًا كبيرًا. الهدف من هذا العمل هو تقديم تأثير معدل تعبئة خزانات المياه على الاستجابة الديناميكية لأوزان السدود الخرسانية كويناء، الموجودة في (ولاية ماهاراشترا الهند) في هذه الدراسة. يتم إجراء تحليلات زلزالية لكل من السدود الفارغة والكاملة ونصف كاملة من أجل عرض تأثير الضغط الهيدروديناميكي لمياه الخزان على السلوك الزلزالي للسد الخرسانى. يتم إنشاء نموذج ثنائي الأبعاد باستخدام رمز ANSYS لنمذجة جسم السد وخزان المياه.

الكلمات المفتاحية: وزن السد الخرسانى، تفاعل سائل الهيكل، الاستجابة الزلزالية، طريقة العناصر المحدودة، ANSYS.

Abstract:

Predicting the dynamic response of a concrete weight dam and its interaction with the water reservoir is a major challenge. The objective of this work is to present Effect of water tank filling rate on the dynamic response of koyna concrete dam-weights, located in (Maharashtra India Wilaya). is investigated in this study. Seismic analyses are carried out for both the empty and full dams in order to present the effect of the hydrodynamic pressure of the reservoir water on the seismic behaviour of the concrete dam. A two-dimensional model using the ANSYS Code is created to model the dam body and water tank.

Keywords: concrete weight barrier, structure fluid interaction, seismic response, finite element method, ANSYS

Résumé :

La prédiction de la réponse dynamique d'un barrage-poids en béton et de son interaction avec le réservoir d'eau est un défi majeur. L'objectif de ce travail est de présenter l'effet du taux de remplissage du réservoir d'eau sur la réponse dynamique des barrages-poids en béton de koyna, situé dans (Maharashtra india). est investigué dans la présente étude. Les analyses sismiques sont effectuées à la fois pour le cas du barrage à vide et du barrage plein afin et du barrage à moitié plein de présenter l'effet de la pression hydrodynamique de l'eau du réservoir sur le comportement sismique du barrage en béton. Les modèles à deux dimensions sont créés par le Code ANSYS pour modéliser le corps du barrage et le réservoir d'eau.

Mots clés : barrage-poids en béton, interaction fluide structure, la réponse sismique, méthode éléments finis, ANSYS.

Liste des abréviations

BCR: Béton compacté au rouleau

P : Pression sur l'écran.

α : Coefficient d'intensité sismique en direction horizontale sur le site.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H : Profondeur de l'eau.

K : Module de compressibilité de l'eau.

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

T_0 : Période propre du réservoir.

C : Célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \cong 1440$ m/s).

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.

$\mathbf{SP}$: représentent les effets combinés de compressibilité de l'eau et des ondes gravitaires de surface

$\mathbf{DP}$: représente les forces d'amortissement associées à la dissipation d'énergie par atténuation des Ondes à la limite de rayonnement.

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

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

Ω_s, Σ_s : domaine solide et son contour à l'équilibre.

Γ_s : base de la structure du barrage.

[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.

ρ_s : densité massique de la structure du barrage.

$u_i, \ddot{u}_i$: déplacement et accélération dans la $i^{ème}$ direction à l'intérieur du corps du barrage.

P : pression hydrodynamique sur le parement amont.

n_i : La $i^{ème}$ composante de la normale unitaire n .

f_i : forces de volume dans la $i^{ème}$ direction.

σ_{ij} : composante du tenseur des contraintes

∇ : Opérateur gradient.

Liste des figures

Figure I-1: Classification de barrage en béton	4
Figure I-2: Classification de barrage en remblai	5
Figure I-3: Barrages en terre (Sabugal)	6
Figure I-4 : Barrages en enrochement (Barrage Paradela).....	7
Figure I-5: barrages mobiles.	8
Figure I-6: Schéma d'un barrage en béton -type poids.....	11
Figure I-7 : barrages voûtes.....	11
Figure I-8: Barrage à counterforts Barrage de Pracana	12
Figure I-9 : barrage (BCR)de Gibe III, en Ethiopie.....	13
Figure II-1: Barrage-réservoir.....	19
Figure II-2: IFS méthode de masse ajoutée WESTERGAARD	20
Figure II-3: Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage.....	21
Figure II-4: Modélisation géométrique d'un barrage-poids	23
Figure II-5: Géométrie du réservoir - notations des bords	26
Figure II-6: Fluctuations de surface libre	29
Figure II-7 : Conditions aux limites sur le fond.....	32
Figure II-8 : Présentation du système barrage-réservoir.....	33
Figure II-9 : Le Système barrage-réservoir	35
Figure III-1 Domaine barrage–réservoir et distribution des forces hydrodynamiques.....	40
Figure IV-1: Barrage de Koyna	51
Figure IV-2: Situation géographique du barrage de Koyna.....	51
Figure IV-3: La géométrie du barrage de Koyna.....	52
Figure IV-4: Discrétisation par éléments finis du système barrage-réservoir	53
Figure IV-5 : Modèle d'éléments finis du barrage seul	53
Figure IV-6 : Enregistrements d'accélération de la composante horizontale du séisme de Koyna en 1967	54

Figure IV-7: Variation déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage en face amont pour le cas du barrage à vide et du barrage plein et à moitié plein	55
Figure IV-8: contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage.....	56
Figure IV-9: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage seul)	56
Figure IV-10: Variation des contraintes de traction en fonction du tem à la crête du barrage (a cas barrage seul).	57
Figure IV-11: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir).....	57
Figure IV-12: Variation des contraintes de traction en fonction du tem à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir).....	58
Figure IV-13: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir à moitié plein)	58
Figure IV-14 : Variation des contraintes de traction en fonction du temps à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir à moitié plein).....	59
Figure IV-15: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage seul).....	59
Figure IV-16: Variation des contraintes de compression en fonction du temps à la crête du barrage (a cas barrage seul).	60
Figure IV-17: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir).....	60
Figure IV-18: Variation des contraintes de compression en fonction du tem à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir).....	61
Figure IV-19: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir à moitié plein).....	61
Figure IV-20: Variation des contraintes de compression en fonction du temps à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir à moitié plein).....	62
Figure IV-21: Contours des contraintes principales de compression du système barrage seul ...	63
Figure IV-22: Contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir	63

Figure IV-23 : Contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir (a cas à moitié plein)	63
Figure IV-24: Contours des contraintes principales de traction du système barrage seul	64
Figure IV-25 : Contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir ..	64
Figure IV-26: Contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir ...	64

Liste des tableaux

Tableau IV-I : Propriétés des matériaux du barrage-poids de Koyna	52
--	-----------

Introduction

Introduction Générale

Les barrages sont des systèmes de construction complexes qui ont un impact important sur l'économie et la stratégie. La détérioration de ses structures à la suite d'un séisme peut souvent avoir des conséquences importantes sur le plan humain et matériel. Compte tenu des interactions sismiques fluide structure, les modèles numériques développés doivent permettre une évaluation fiable et efficiente des déformations et des contraintes dynamiques induites dans les corps des barrages.

Divers domaines des sciences de l'ingénieur peuvent rencontrer des problèmes d'interaction fluide-structure. Un domaine de recherche actif est l'impact du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages en béton de poids sous actions sismiques. La prédiction des mouvements combinés du système barrage-réservoir et l'évaluation des pressions hydrodynamiques exercées sur le parement amont du barrage sont des tâches particulièrement complexes.

L'étude du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure constitue un domaine de recherche vaste et actif. En particulier, dans les études de cas des barrages poids en béton sous sollicitations sismiques.

Le travail présent dans ce mémoire a pour objet d'étudier l'effet du taux de remplissage du réservoir d'eau sur la réponse dynamique des barrages-poids en béton de Koyna, situé dans (la Wilaya de Maharashtra India). est investigué dans la présente étude. Les analyses sismiques sont effectuées à la fois pour le cas du barrage à vide et du barrage plein afin et du barrage à moitié plein de présenter l'effet de la pression hydrodynamique de l'eau du réservoir sur le comportement sismique du barrage en béton. Un modèle à deux dimensions en utilisant le Code ANSYS est créé pour modéliser le corps du barrage et le réservoir d'eau.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, on commence tout d'abord par une définition de tous les types de barrage et on s'attardera sur les barrages en béton.

Dans le deuxième fait l'objet de la même étude, cependant celle-ci porte sur le phénomène d'interaction fluide-structure.

Le troisième chapitre, modélisation du système barrage-réservoir par la méthode éléments finis.

Dans le dernier chapitre, des simulations ont été réalisés sur le système barrage-réservoir (barrage poids koyna) par le code de calcul ANSYS, les différents résultats obtenus ont été ensuite interprétés.

Chapitre I : généralités des barrages

Chapitre I. Généralité des barrages

I.1. Introduction

Les barrages sont des structures de génie civil construites pour retenir l'eau et créer des réservoirs artificiels à des fins diverses telles que la production d'énergie, l'irrigation, l'approvisionnement en eau, la lutte contre les inondations et la navigation. Ils peuvent être constitués de différents matériaux tels que la terre, la roche ou le béton, ou une combinaison de ces matériaux, et peuvent se présenter sous différentes tailles et formes en fonction de leur objectif, de la topographie du site et des contraintes environnementales et sociales. La conception et la construction de barrages impliquent diverses disciplines telles que la géologie, l'hydraulique, la mécanique des sols et le génie civil. La sécurité et la durabilité sont cruciales pour les barrages, car leur rupture peut avoir des conséquences désastreuses sur l'environnement et les populations environnantes.

I.2. Historique des Barrages

Le barrage de Saad El Kafara construit en Égypte vers 2600 ans avant J-C est considéré comme le premier « vrai barrage » de 14m de hauteur, 113m de longueur et créant une retenue d'environ 500 000m³ pour faire dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis. La structure comprenait une zone centrale imperméable avec deux épaulements en enrochement. Cependant, à cause de l'absence d'un évacuateur de crues, il a été détruit par submersion au cours de sa construction.

Durant l'Antiquité, de nombreux barrages ont été construits, notamment par les Babyloniens, afin de mettre en place des systèmes d'irrigation sophistiqués. Ces barrages ont permis de rendre fertiles des régions autrefois arides et dépourvues d'eau.

I.3. Définition

Les barrages sont généralement des bâtiments établis qui forment un mur de soutènement. Dans un cours d'eau afin de construire un réservoir, et où la poussée est typiquement à mur. La principale fonction d'un barrage est généralement de contrôler le débit du cours d'eau. Utilise la puissance de propulsion de l'eau ou intercepte.

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques qui obstruent complètement un tronçon. D'une vallée et produire ainsi un bassin artificiel géologiquement scellé. En général. De plus, la hauteur du barrage est généralement plus élevée que le niveau d'eau atteint par les cours d'eau. Lors d'inondations intenses.

Un barrage, en revanche, est un ouvrage construit par l'homme qui occupe le sol d'un cours, selon Larousse. l'eau et servant soit à assurer la régulation ou l'approvisionnement des villes soit l'irrigation des. Ou produire de l'énergie, par exemple.

I.4. Les différents types de barrages

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue :

I.4.1. Barrages en béton

- Barrages-poids.
- Barrages-voûtes.
- Barrages à contreforts.

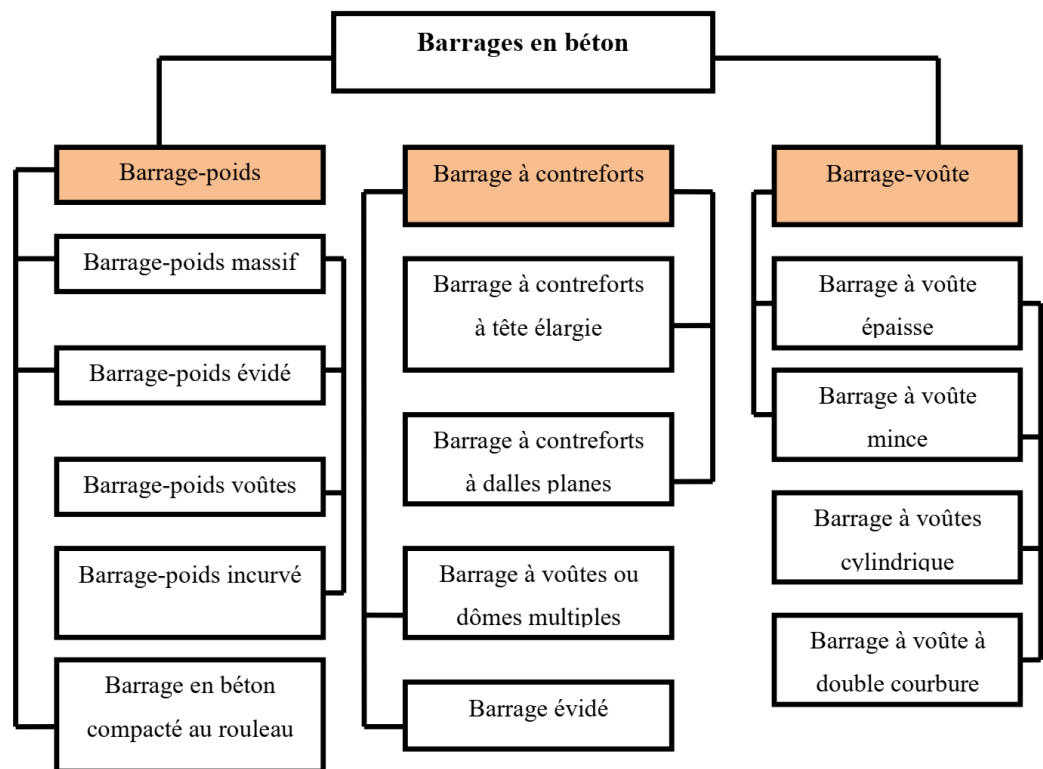


Figure I-1: Classification de barrage en béton

I.4.2. Barrages en remblais

Les barrages en remblais sont une autre méthode courante de construction de barrages. Cette méthode consiste à construire le barrage en utilisant du matériau de remblai, comme de la terre, du sable, des graviers ou des roches. Le matériau de remblai est placé en couches successives, avec chaque couche compactée pour former une structure solide et résistante.

- Barrages en terre,
- Barrages en enrochement.

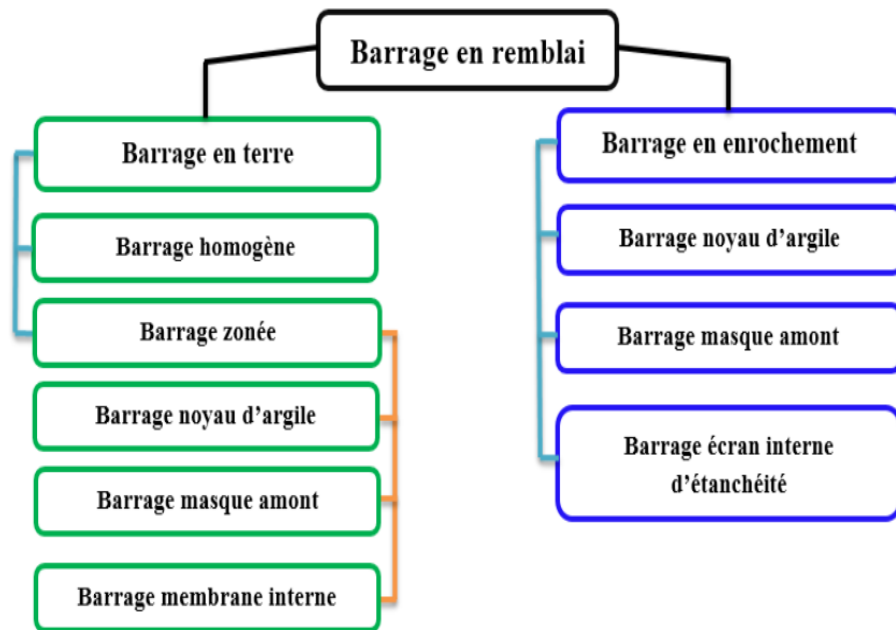


Figure I-2: Classification de barrage en remblai

I.4.2.1. Barrages en terre

Les barrages en terre peuvent être construits à partir d'une variété de sols naturels tant qu'ils sont bien conçus. Particulièrement pour les sites à très ou très compressibles, ce type de barrage est conseillé.

Les tensions exercées par le poids du barrage étant généralement faibles, les fondations perméables sont préférées. Comparativement à d'autres solutions, et d'autre part, l'écoulement de l'eau à travers la percolation. La fondation doit être très longue. Néanmoins, les déformations et tensions évoquées peuvent. L'intensité de percolation et le développement doivent être compatibles avec la capacité de résistance de la fondation à la pression. Être réglementée pour arrêter le développement de l'érosion interne.



Figure I-3: Barrages en terre (Sabugal)

I.4.2.2. Barrages en enrochement

Les barrages en enrochement peuvent avoir soit un élément étanche interne, soit un tablier en amont. Dans l'éventualité. Le premier, le composant est fréquemment placé au milieu de la structure et peut l'être, de préférence en terre, mais à défaut de sols adaptés, en béton bitumineux. Un visage différent qui fait face à l'amont.

La membrane ou le tablier peut être construit en béton bitumineux ou en béton armé. Dans tous les cas, le pont ne représente qu'une petite partie de l'ensemble de la construction. S'il est correctement protégé et. Les barrages en enrochement renforcé ont la capacité d'accepter une petite quantité de débordement d'eau de crue sans souffrir de manière significative.

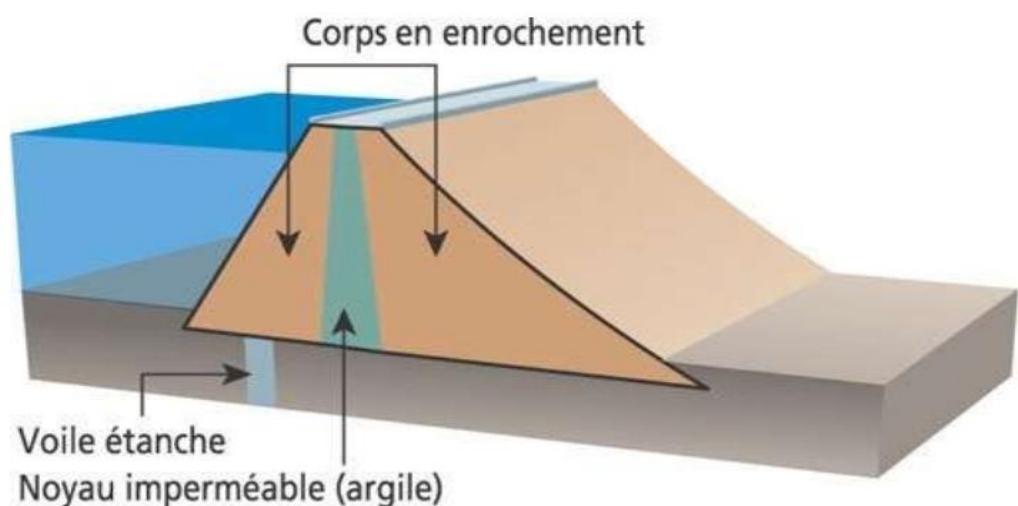




Figure I-4 : Barrages en enrochement (Barrage Paradela)

I.4.3. Barrages mobiles

Les barrages mobiles sont des ouvrages hydrauliques qui peuvent être déplacés pour permettre le passage des navires ou pour réguler le débit des cours d'eau. Ils sont généralement constitués d'une série de panneaux ou de portes qui peuvent être relevés ou abaissés à l'aide de vérins hydrauliques ou de treuils. Les barrages mobiles sont souvent utilisés dans les zones portuaires ou les estuaires pour maintenir un niveau d'eau suffisant pour les navires et pour protéger les terres adjacentes des inondations. Ils peuvent également être utilisés pour créer des réservoirs temporaires pour stocker l'eau en période de crue, avant de la libérer progressivement pour éviter les inondations en aval. Les barrages mobiles peuvent être conçus pour être totalement ou partiellement submersibles, selon les besoins de l'application. Ils peuvent être fabriqués à partir de différents matériaux, tels

que le béton, l'acier ou l'aluminium, en fonction des contraintes environnementales et économiques.



Figure I-5: barrages mobiles.

I.5. Classification des barrages

Les barrages peuvent être classés en fonction de plusieurs critères, notamment leur hauteur, leur mode de fonctionnement, les matériaux de construction et leur utilisation. Certaines classifications courantes incluent :

- Selon la hauteur : petits barrages (jusqu'à 15 mètres), barrages moyens (15 à 100 mètres) et grands barrages (plus de 100 mètres)
- Selon le mode de fonctionnement : barrage-poids, barrages en remblai, barrages voûtes, barrages mobiles, etc.
- Basé sur des matériaux de construction : barrages en béton, barrages en acier, barrages en terre, barrages en enrochement, etc.
- Selon l'usage : barrages hydroélectriques, barrages d'irrigation, barrages de contrôle des inondations, barrages de stockage d'eau potable, barrages de protection contre les inondations,
- Selon l'usage et les matériaux utilisés, les barrages peuvent être classés en deux grandes catégories :

I.5.1. Les matériaux de construction

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

I.5.2. La façon à résister à la poussée de l'eau

Les barrages peuvent être classés en deux catégories principales en fonction de leur méthode de résistance à la pression de l'eau :

➤ Les barrages à stabilité de forme (barrages voûtes) : leur forme arquée horizontalement et verticalement permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Ces barrages doivent donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.

➤ Les barrages à stabilité de poids (barrages poids) : leur propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ils sont souvent relativement épais et leur forme est généralement simple, leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire.

I.6. Les critères de choix du site et du type de barrage

Dans de nombreux cas, seules les circonstances naturelles déterminent le type de barrage à construire. Nécessitent des investigations détaillées. Par exemple, si le socle rocheux est situé à une profondeur de. Un barrage en remblai sera la seule alternative pratique, du moins pour tous, si la hauteur est supérieure à 5 mètres projet qui ne dépasse pas 25 mètres de haut. L'environnement géologique dans certaines régions est tel qu'En règle générale, un seul type de barrage est construit.

Dans d'autres situations, le choix du type de barrage nécessitera de trouver un équilibre entre divers facteurs, dont le type de fondation, l'accessibilité des matériaux locaux et l'hydrologie, afin de sélectionner la meilleure option économiquement. Une décision doit toujours être prise le plus tôt possible, généralement après des études de faisabilité.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix d'un site permanent et de son type sont les suivants :

- La topographie et son rôle dans le bassin versant.
- Morphologie de la vallée fluviale.
- Conditions géologiques et géotechniques.
- Les modèles d'inondation et le climat.

I.7. Les exemples de grands barrages dans le monde

Certains des plus grands barrages du monde Incluent :

➤ Le barrage des Trois Gorges en Chine, qui est le plus grand en termes de production d'électricité avec une capacité de 22 500 MW et mesure environ 2,3 km de long et 181 m de haut.

- Le barrage d'Itaipu au Brésil/Paraguay est l'un des plus grands barrages hydroélectriques au monde avec une capacité de 14 000 MW et mesure 7,8 km de long et 196 m de haut.
- Le barrage Hoover aux États-Unis mesure 221 m de haut et 379 m de long et était le plus grand barrage du monde lors de sa construction dans les années 1930.
- Le barrage d'Assouan en Égypte mesure 111 m de haut et 3 600 m de long et a été construit dans les années 1960 pour réguler le débit du Nil et la production d'électricité.

I.8. Choix du type de barrage en béton

Il existe quatre types principaux de barrage en béton :

I.8.1. Barrage poids

En raison de sa capacité à résister à la force de l'eau due à son propre poids, le barrage-poids est ainsi nommé. De section généralement triangulaire, ce type de barrage est large et solide. La face amont du barrage est inclinée avec un fruit de pente d'environ 75 à 80 % pour cent, tandis que la face aval est verticale ou peu inclinée.

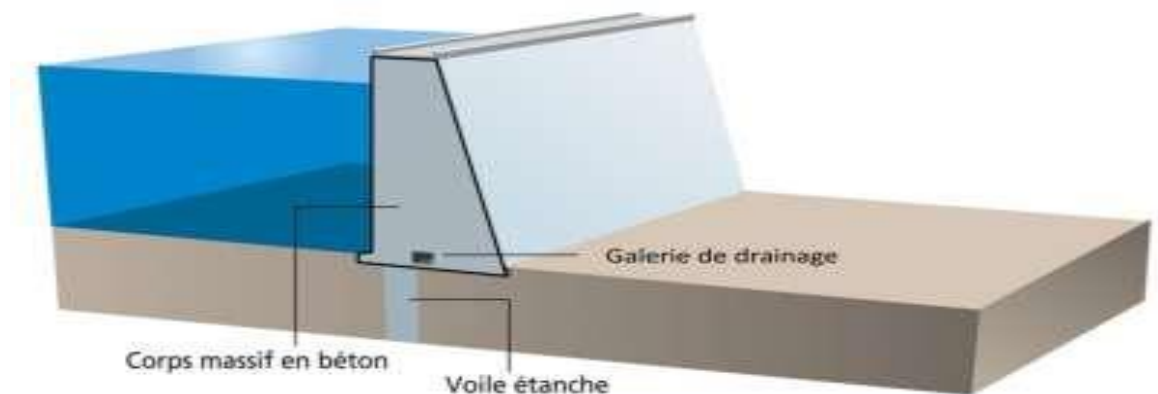


Figure I-6: Schéma d'un barrage en béton -type poids

I.8.2. Barrage voûte

La taille et la sophistication des barrages voûtes en font des ouvrages remarquables. La conception de ces barrages est plus complexe que celle des autres types de barrages car ils tirent le meilleur parti des capacités de résistance des matériaux et de la roche de fondation .

Son développement a coïncidé avec les progrès de la qualité du ciment et de l'expertise dans la production et la mise en place du béton ,Le Barrage-voûte est un ouvrage particulièrement élégant, en raison de la forme arquée du Barrage, horizontalement et verticalement. Il est généralement en béton. La figure n° nous En montre un.

Ce type de barrage résiste à la poussée de l'eau, par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voûte des ouvrages de faible hauteur, peut être très mince et présente une simple courbure. La construction d'un barrage-voûte n'est envisagée que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.



Figure I-7 : barrages voûtes

I.8.3. Barrage à contreforts

Peu importe le type, il y a deux objectifs principaux dans la conception d'un barrage : résister à l'impulsion de l'eau qu'il retient et assurer l'intégrité structurelle et l'étanchéité des fondations. Dans le cas des barrages poids et voûte, le corps de l'ouvrage est construit pour répondre simultanément à ces deux exigences. Cependant, différents composants structuraux assurent la résistance et

l'étanchéité des barrages à contreforts. La partie étanche de la structure est soutenue par une série de contreforts à profil triangulaire parallèles et généralement équidistants les uns des autres pour former la structure résistante. Le plan et la coupe du barrage de Pracana, illustrés, le rendent particulièrement clair car les douze contreforts du barrage sont facilement apparents. La face amont est généralement inclinée, comme c'est le cas dans la coupe transversale illustrée, pour utiliser une partie de la pression de l'eau du réservoir pour résister au moment de renversement.

Les barrages à contreforts se déclinent en plusieurs variétés, dont les différences dépendent principalement du type de partie étanche de l'ouvrage : barrages en dalles et autres types.

Les barrages à arcs multiples sont des barrages avec cette structure, qui est une extension du contrefort et forme une tête massive ronde ou en forme de losange.

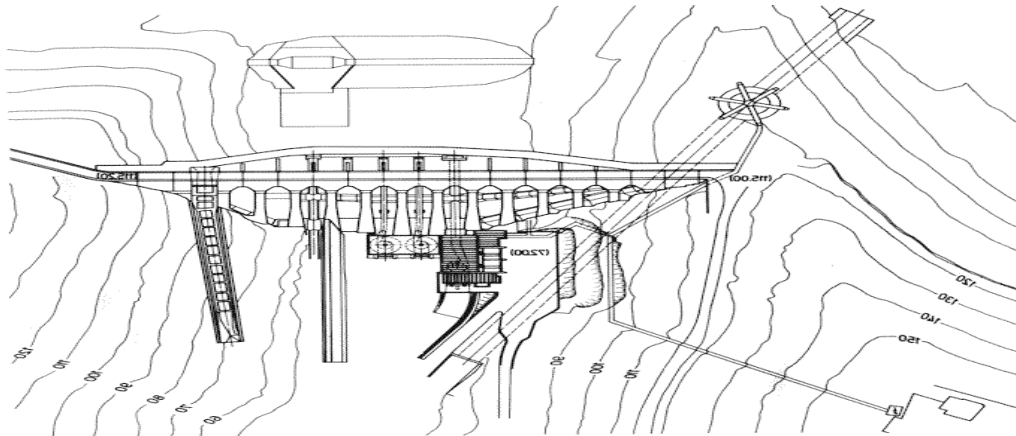


Figure I-8: Barrage à counterforts Barrage de Pracana

I.8.4. Modèles de barrage à contreforts :

Ce mode de construction se subdivise en sous catégories :

- Barrage plat de galette.
- Barrage voutes Multiplies.
- Barrage creux de pesanteur.

I.8.5. . Barrage en BCR

Les barrages en béton compacté au rouleau (BCR) présentent des similitudes avec le béton conventionnel barrage-poids et barrages en remblai, résistant également à la poussée de l'eau par leur propre poids. Dans ces structures, le compactage est réalisé par le passage de cylindres vibrants qui circulent sur couches de béton qui sont placées avec succès. Les barrages en BCR découlent de l'intention de combiner les propriétés matérielles du béton avec la rapidité d'exécution et la simplicité de concept et adaptabilité des barrages en remblai.

Ce type de barrage correspond à une technologie qui n'a que quelques décennies d'existence. Quand compare aux barrages en remblai, il présente l'avantage de nécessiter moins de volume de matériaux. D'autre part, il y a une plus grande surface disponible pour travailler, pendant la construction, et un moins de risque de retrait du béton par rapport aux autres barrages en béton. Cependant, la dépendance Sur les équipements vibrants et les conditions météorologiques crée une plus grande incertitude liée à la structure exécution.



Figure I-9 : barrage (BCR)de Gibe III, en Ethiopie.

I.9. Utilité des barrages

- La production annuelle d'énergie hydroélectrique est proche de 20 % de la production totale d'électricité dans le monde.

- Irriguer les terres agricoles et fournir de l'eau potable aux villes.
- Fournir de l'eau aux usines.
- Sécurité contre les risques d'incendie et d'inondation.

Les objectifs secondaires sont :

- Une montée en puissance des loisirs et du tourisme.
- La pisciculture, la navigation et la pêche entrent toutes dans cette catégorie [15].627*

I.10. Avantages et particularités en béton

Les barrages sont conçus pour que leurs charges, telles que le poids et la pression hydrostatique, s'opposent et se contrebalancent. Dans la suite de cet exposé, nous dresserons un bilan comparatif qui permettra aux concepteurs de faire un choix éclairé entre les différentes options de barrages disponibles. Ce bilan permettra de déterminer les avantages et les inconvénients des différents types de barrages, afin de faciliter la prise de décision quant au choix du type de barrage le plus approprié pour un projet donné.

I.10.1. Barrages poids

I.10.1.1. Avantage:

- Les contraintes exercées sur le béton sont faibles.
- Les contraintes transmises au rocher sont faibles.
- Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles.
- Le gradient des sous-pressions sous la fondation est faible.
- L'intégration d'un évacuateur de crue est facile à réaliser.

I.10.1.2. Particularities:

- Un volume d'excavation important pour le site de construction du barrage.
- Un volume de béton important est nécessaire pour la construction.
- Le refroidissement artificiel est souvent nécessaire lors de la prise du béton.
- Des sous-pressions importantes peuvent se produire sous la fondation.

- La sensibilité aux tassements peut être un problème lors de la construction du barrage.

I.10.2. Barrages à counterfort

I.10.2.1. Avantage:

- Un volume de béton plus faible est nécessaire par rapport à la construction de barrages en béton.
- Les contraintes transmises au rocher sont en moyenne.
- Les sous-pressions sous la fondation sont faibles.
- Le niveau d'échauffement pendant la prise du béton est faible
- Les évacuateurs de crues peuvent être facilement intégrés dans la construction.

I.10.2.2. Particularities:

- Un volume d'excavation important est nécessaire pour le site de construction du barrage.
- Les gradients de sous-pressions sous la fondation peuvent être localement très importants.
- Les contraintes de température peuvent être importantes dans la partie supérieure du barrage.
- Il y a un risque potentiel de tassements.
- Les barrages en remblais sont généralement très sensibles aux séismes.

I.10.3. Barrages voûtes

I.10.3.1. Avantage:

- Un volume de béton faible est nécessaire pour la construction.
- Le volume d'excavation requis est relativement faible.
- Les sous-pressions sous la fondation sont faibles.
- Les barrages en enrochement ont une haute résistance aux séismes.

I.10.3.2. Particularities:

- Les contraintes dans le béton peuvent être importantes pendant la construction et l'exploitation.
- Les contraintes peuvent être importantes dans le rocher sous la fondation.
- Les efforts sont transmis obliquement aux appuis latéraux.
- La sensibilité aux tassements est limitée mais existe.
- L'échauffement pendant la prise du béton peut être important et nécessite des mesures particulières.
- Les gradients de sous-pressure sous la fondation peuvent être importants.

I.10.4. Barrage en BCR**I.10.4.1. Avantage :**

- Faible dosage de ciment.
- Une teneur en eau plus faible.
- Une surface avec un coffrage limité.
- Performances rapides.
- Poids et encombrement réduits par rapport au barrage.
- Pose en couches minces sur une grande surface.
- Coûts de construction abordables.

Particularistes :

- a besoin de fondations rocheuses solides.
- Similaire en placement et compactage aux barrages en remblai.
- Limiter la percolation en mettant un enduit sur la face amont.
- Il n'y a pas de système de refroidissement artificiel du béton.
- Forte résistance aux tremblements de terre et à la submersion.

I.11. Conclusion

les barrages sont des infrastructures de gestion des ressources en eau et de production d'énergie. Ils jouent un rôle important dans la régulation des cours d'eau, le stockage de l'eau, la prévention des inondations, l'irrigation des terres agricoles et la production d'électricité.

Toutefois, la construction et l'exploitation de barrages peuvent avoir des conséquences environnementales importantes, notamment l'immersion dans les terres, la perturbation des écosystèmes aquatiques et la migration des espèces. Il est donc important de tenir compte de ces impacts et de mettre en place des mesures de gestion appropriées pour minimiser les impacts négatifs sur l'environnement.

Les barrages offrent de nombreux avantages économiques, sociaux et environnementaux, mais il est également nécessaire de tenir compte des coûts associés à leur construction, leur entretien et leur démantèlement, ainsi que des impacts sur les populations locales et les communautés fluviales. La conception et la gestion des barrages devraient être fondées sur une évaluation complète des besoins en eau, des répercussions environnementales, de la durabilité à long terme et de la participation des intervenants. L'équilibre entre les avantages et les inconvénients des barrages doit être soigneusement évalué pour garantir une utilisation responsable et durable des ressources en eau.

Chapitre II : L'interaction fluide-structures

Chapitre II. L'interaction fluide-structures

II.1. Introduction

Des problèmes d'interaction fluide-structure peuvent survenir dans une variété de domaines des sciences de l'ingénierie. Un problème particulièrement difficile est de prévoir les mouvements couplés du système barrage-réservoir et de déterminer les pressions hydrodynamiques sur la taille amont du barrage (Figure II.1).

L'interaction fluide-structure est l'étude du comportement d'un système composé de deux entités mécaniques différentes : une structure mobile qui peut être rigide ou malléable et un fluide qui entoure ou est à l'intérieur de la structure et qui coule ou au repos. Chacune des deux entités évolue en réaction à l'autre, ce qui entraîne les phénomènes de liaison. L'écoulement du fluide affecte le mouvement de la structure en produisant des forces qui sont transmises au contact entre la structure et le fluide. De même, les changements dans le mouvement des fluides sont causés par des changements dans la façon dont l'interface se déplace.

En réalité, on croit qu'il y a trois contributions distinctes à la force que le fluide exerce sur la structure :

- La force exercée par le fluide sur une structure immobile est appelée force aléatoire ou force indépendante du mouvement. Elle peut rester constante dans le temps ou avoir un caractère aléatoire.
- Une force structure-fluide se manifeste lorsqu'une structure vibrante est présente dans un fluide immobile sans écoulement propre. Cette force résulte de l'interaction entre les vibrations de la structure et le fluide environnant.
- Une force fluide-élastique : cette force est provoquée par le mouvement de la structure à travers un fluide en écoulement. L'interaction entre le fluide en mouvement et la déformation élastique de la structure entraîne l'apparition de cette force.

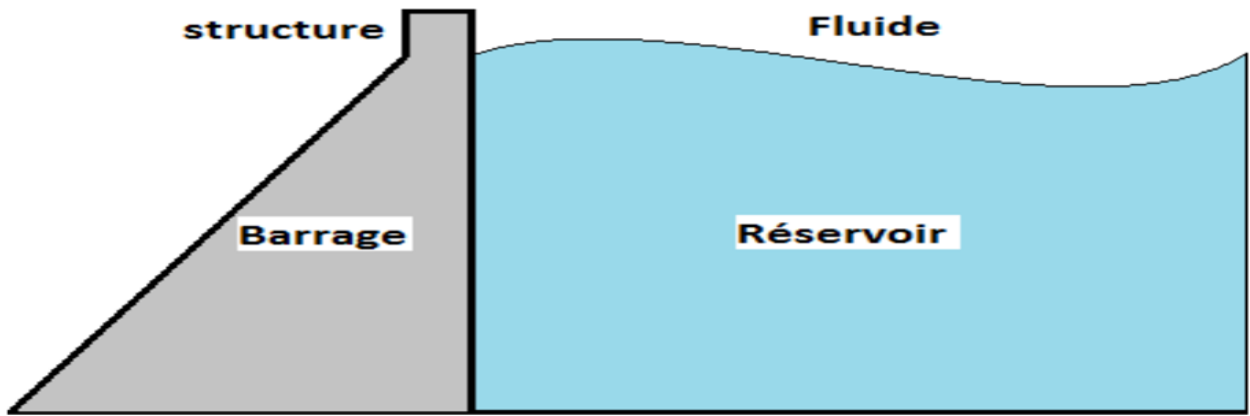


Figure II-1: Barrage-réservoir

II.2. Différentes méthodes d'interaction fluide-structure

II.2.1. Méthode de masse ajoutée

Lorsque le mouvement de l'eau sur la pente amont du barrage provoque la propagation d'ondes de pression en amont du réservoir, c'est lorsqu'un barrage et un réservoir interagissent.

L'approche de la masse ajoutée concentrée, aussi connue sous le nom de solution WESTERGAARD, est utilisée pour immerger des nœuds du côté amont de la prise d'eau afin de modéliser l'interaction entre un barrage et un réservoir. Ces masses sont déterminées en multipliant la pression hydrodynamique attendue par la surface du nœud correspondant à chaque nœud de la face amont. Avec la profondeur, la pression hydrodynamique $P(y)$ change.

La compressibilité de l'eau et l'amortissement supplémentaire qui devrait être produit par la propagation des vagues en amont du réservoir sont tous deux ignorés par le concept de Westergaard.

L'étude dynamique des barrages utilise fréquemment la solution de 1933 de Westergaard, qui est encore une approximation fiable de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible. La réponse est basée sur la supposition d'un système bidimensionnel avec un réservoir d'eau incompressible de profondeur constante et de longueur indéfinie et un barrage rigide avec un mur vertical en amont. Malgré le fait que cela est fréquemment choisi en raison de sa simplicité de modélisation.

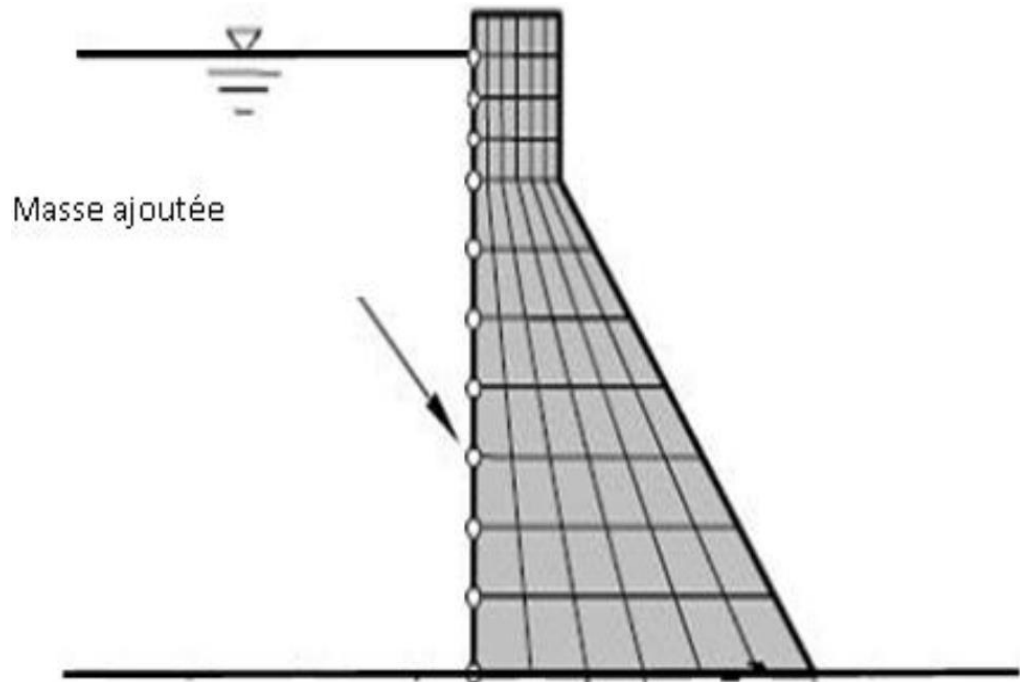


Figure II-2: IFS méthode de masse ajoutée WESTERGAARD

Une recherche de Westergaard a examiné la question de la compressibilité de l'eau. Ces résultats suggèrent que la compressibilité peut être ignorée lorsque l'augmentation de pression est inférieure à 5 % et que la hauteur de parement est limitée à 100 m.

Chaque nœud de contact de fluide barrière de la face amont peut être masser de manière appropriée pour tenir compte du fluide non compressible, ce qui permet au fluide de :

- L'effet d'inertie, qui s'ajoute à l'inertie de la structure, joue un rôle important.
- L'effet de compressibilité de l'eau génère des modes de résonance spécifiques.
- L'effet de viscosité se manifeste par un facteur d'amortissement supplémentaire.

II.2.1.1. Effet d'inertie

D'après Westergaard, l'impact du fluide sur la structure peut être caractérisé en ajoutant à la matrice de masse de la structure une matrice de masses ajoutées. Pour ce faire, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole

Les hypothèses fondamentales de cette méthode sont les suivantes :

- Le barrage est considéré comme rigide.
- La face amont du barrage est considérée comme un plan vertical.
- Le liquide est supposé incompressible.
- Le réservoir est considéré comme étant infini dans la direction amont.

Cette théorie suppose que le fluide est parfait, incompressible, et non visqueux, et que ses flux sont irrotationnel. La pression disparaît donc à la surface libre du fluide. Un graphique parabolique (ou éventuellement elliptique) peut être utilisé pour illustrer la surpression provoquée par l'inertie de l'eau et est défini par l'expression suivante :

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

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.

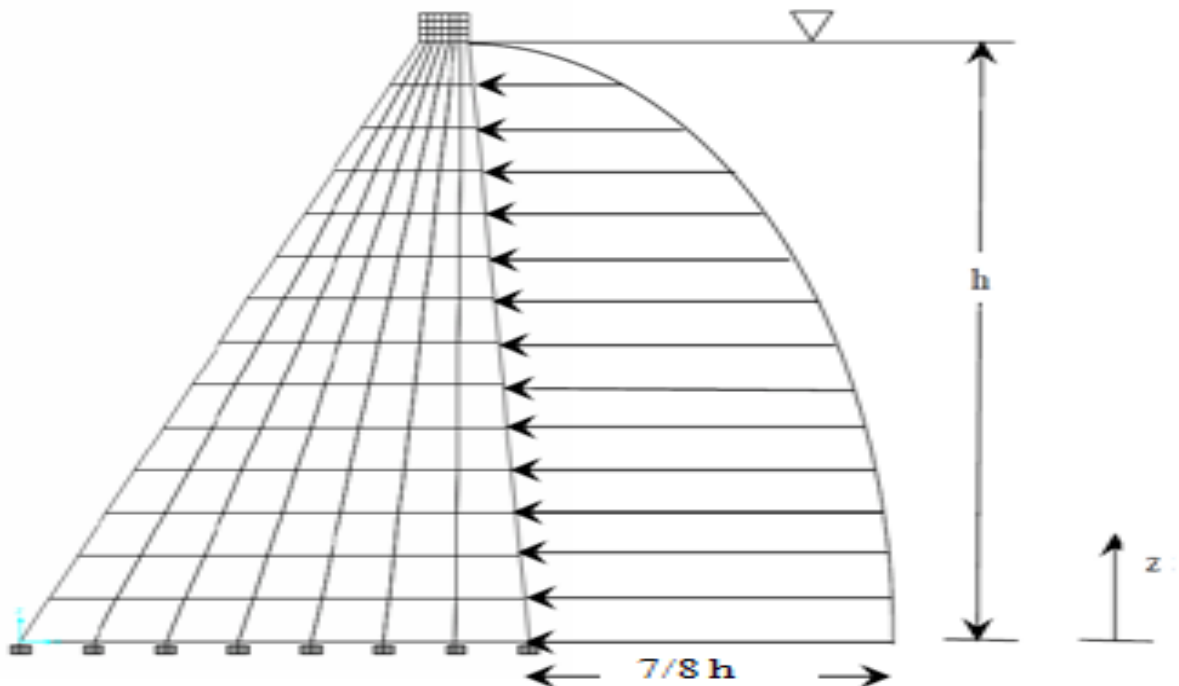


Figure II-3: Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

Selon la théorie de Westergaard, pour obtenir le même effet, il est possible d'utiliser un bloc d'eau attaché à la face amont du barrage. Ce bloc d'eau doit avoir une forme parabolique, avec une épaisseur à la base égale à $7/8$ de la hauteur h .

Les masses ajoutées aux éléments de la matrice de masse du barrage, qui correspondent aux degrés de liberté 1 de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires tributaires de chaque nœud de la face amont.

II.2.1.2. Effet de compressibilité

L'effet d'amortissement de l'interaction réservoir-barrage est équivalent à l'absorption infinitésimale des ondes sismiques. A l'exception des grands barrages, pour lesquels le fait de ne pas en tenir compte peut avoir un impact mineur sur la structure, cet effet est souvent modeste par rapport aux autres méthodes d'amortissement.

Une couche de limon peut réduire considérablement la compressibilité et la réflexion, selon une recherche de Chopra à l'Université de Californie, Berkeley. En d'autres termes, il semble que la boue peut parfois avoir des avantages positifs.

II.2.1.3. Effet de viscosité

L'effet de viscosité est souvent négligeable et a peu d'influence sur les fréquences de résonance et les modes de déformation des structures, contrairement à l'effet d'inertie et l'effet de compressibilité (lorsqu'il est significatif).

II.2.2. Détermination de la masse d'eau entraînée

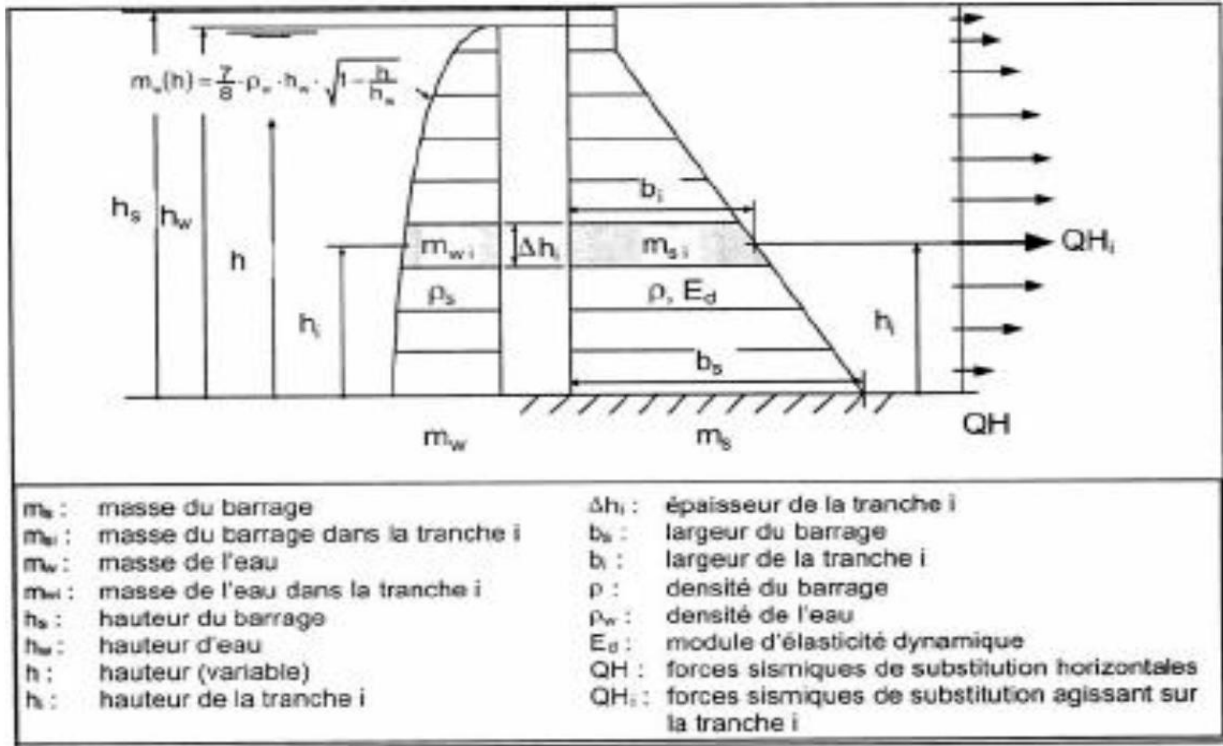


Figure II-4: Modélisation géométrique d'un barrage-poids

L'équation suivante de Westergaard peut être utilisée pour obtenir la masse d'oscillation du barrage, qui reflète l'impact hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un mur essentiellement vertical en amont (Figure II.4) :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (II.2)$$

Le barrage est divisé en plusieurs parties horizontales pour faciliter l'utilisation. Le choix de cette division est basé sur la forme du barrage, le niveau d'eau et le niveau requis de précision des calculs. L'épaisseur des différentes sections peut changer. Dans la tranche i, on peut écrire :

$$m_{wi}(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \Delta h_i \quad (II.3)$$

Westergaard a proposé une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique de la force hydrostatique sur un barrage rigide :

$$P_w(h) = \frac{7}{8} \sqrt{h_w (h_w - h)} \rho_w \ddot{U}_g \quad (II.4)$$

- Avec $\ddot{U}_g$: accélération du sol.

II.3. Solution de westergaard

Une série de développement de fonctions sinusoïdales est utilisée pour exprimer une solution précise de Westergaard :

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w H_1^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{et } T_0 = \frac{4H}{c} \quad (II.5)$$

$$P(Z) = \frac{8\alpha H}{\pi^2} \gamma_w \sum_{1,3,5} \frac{1}{n^2 C_n} \sin \quad (II.6)$$

Avec:

- P : Pression sur l'écran.
- α : Coefficient d'intensité sismique en direction horizontale sur le site.
- γ_w : Poids volumique de l'eau.
- H : Profondeur de l'eau.
- K : Module de compressibilité de l'eau.
- T : Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.
- T_0 : Période propre du réservoir.
- C : Célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \cong 1440$ m/s).

On peut observer que le terme correctif $1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2$ dû à la compressibilité de l'eau est négligeable lorsque la période propre du réservoir (T_0) est considérablement plus petite que la période propre de l'écran.

Il est possible de créer une représentation approximative de forme parabolique ou elliptique qui est indépendante de la période de vibration de l'écran si l'on ignore la compressibilité de l'eau. Nous le faisons :

- La répartition parabolique de WESTERGAARD :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{H Z} \quad (II.7)$$

- La répartition elliptique de KARMAN :

$$P(Z) = 0.707 \alpha \gamma_w \sqrt{Z(2H - Z)} \quad (II.8)$$

➤ **Remarque :**

Pour évaluer la pression hydrodynamique, M. Hatanaka recommande d'introduire un coefficient d'amplification ($\dot{C}_0$) dans la relation de WESTERGAARD. En cas de mouvement du sol de type choc, ce coefficient peut atteindre sa valeur maximale estimée à 1,5. Ainsi, l'expression sera :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \dot{C}_0 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (II.9)$$

II.4. Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique utilisée pour résoudre les équations différentielles qui décrivent les phénomènes physiques de l'ingénierie. Il a connu une croissance considérable depuis les années 1970, grâce à l'avancement et au développement des micro-ordinateurs. Dans de nombreuses disciplines, y compris l'analyse structurale, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les flux souterrains, la combustion et la diffusion de polluants, il est maintenant un outil crucial pour les ingénieurs. L'approche des éléments finis donne aux ingénieurs un outil solide pour le calcul, la conception et l'analyse en permettant de résoudre les problèmes complexes avec précision et efficacité.

Cependant, la représentation de configurations géométriques complexes du réservoir et de conditions aux limites qui ne peuvent pas toujours être traitées de manière analytique, ainsi que la nécessité de prédire les dommages potentiels causés par le comportement non linéaire des barrages dans des zones de forte sismicité, exigent que la solution soit déterminée dans le domaine temporel.

Trois disciplines clés sont combinées dans la méthode des éléments finis :

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

II.4.1. Système couplé fluide-structure

Le barrage et le réservoir sont tous deux modélisés à l'aide d'une méthode à éléments finis. Dans le modèle proposé (voir figure II.5), la compressibilité des fluides et la flexibilité des barrages sont prises en compte. En combinant les deux systèmes en un seul, le système global combiné s'exprime comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.10)$$

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 M_F , C_F et K_F sont leurs équivalents fluides. Les matrices M_S , C_S et K_S 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 : $C_S = M_S + K_S$, où α et β 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 $F_S = M_S u \ddot{g}$.

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

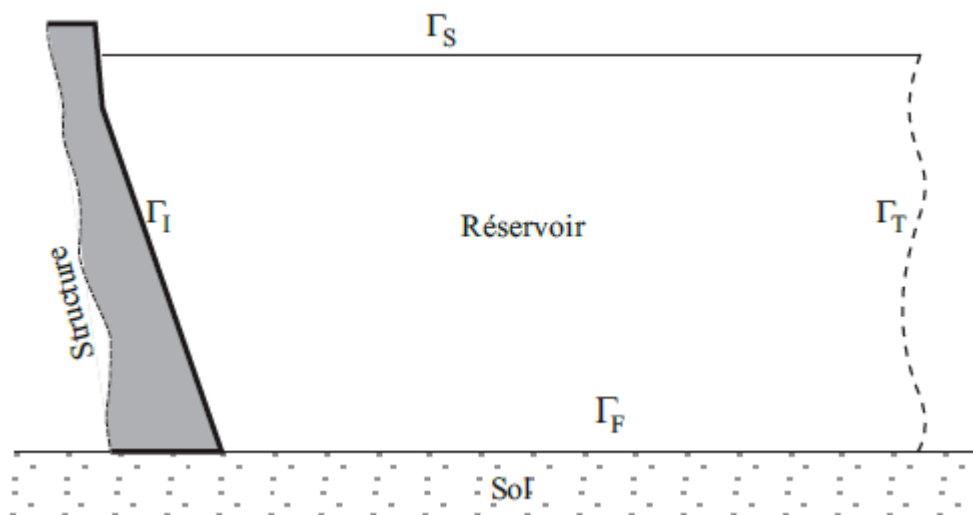


Figure II-5: Géométrie du réservoir - notations des bords

II.4.1.1. Équation du mouvement

Le mouvement du système barrage-réservoir est considéré comme bidimensionnel et a des amplitudes mineures. Cependant, plusieurs facteurs sont ignorés, notamment l'atténuation du rayonnement à la limite supérieure du réservoir, les ondes externes, la compressibilité de l'eau et les barrages flexibles.

II.4.1.2. Formulation en pression

On sait généralement que la contribution des contraintes provoquées par les effets visqueux dans le contexte de l'interaction fluide-structure dans le cas des barrages est insignifiante par rapport aux effets induits par les forces d'inertie. Les contraintes visqueuses peuvent être ignorées afin de formuler l'équation dynamique comme suit :

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = - \nabla p \quad (II.11)$$

La théorie de l'élasticité linéaire stipule que, compte tenu d'un fluide qui est linéairement compressible, le coefficient d'incompressibilité peut lier la pression appliquée (p) au changement relatif de volume (v/v). L'équation suivante peut être utilisée pour représenter quantitativement ce coefficient, ce qui est noté :

$$p = -k \frac{\Delta v}{v} = -k \text{Tr}(\varepsilon) \quad (II.12)$$

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 u_l des particules du fluide :

$$\text{Tr}(\varepsilon) = \nabla \cdot u_l \quad (II.13)$$

Le dérivé de (II.12) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -k \nabla v$$

Avec :

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla u_l = \nabla \frac{\partial u_l}{\partial t} \quad (II.14)$$

La vitesse v peut maintenant être éliminée des équations en prenant la divergence de (équation II.11) et la dérivée par rapport au temps de (équation II.14)

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

Ceci donne l'équation scalaire suivante :

$$\Delta p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (II.15)$$

L'équation de propagation des ondes de pression explique le comportement du milieu. Ce dernier se distingue par son coefficient d'incompressibilité et de densité. Le carré de la vitesse de propagation de l'onde est le rapport entre ces deux paramètres :

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

Un fluide incompressible a un coefficient infini de compressibilité et de propagation instantanée des ondes parce que le changement de volume v/v est essentiellement inexistant quelle que soit la pression utilisée pour le comprimer. L'équation de Laplace est ensuite créée à partir de l'équation (équation II.15) :

$$\Delta p = 0 \quad (II.16)$$

Cette dernière équation est une approximation utile pour déterminer les impacts du réservoir sur la réponse sismique des barrages, même si elle ne tient pas compte de la propagation et de l'atténuation des surpressions hydrodynamiques. En conséquence, il est fréquemment utilisé dans les travaux qui traitent des questions relatives à la réponse sismique avec l'interaction et la structure des fluides.

- **Condition à l'interface fluide – structure**

Sur l'interface fluide-structure Γ_I , on considère la continuité du champ des vitesses et des efforts (contraintes coté solide et pressions coté fluide) pour la formulation en pression et la continuité des déplacements pour la formulation mixte (ϕ, p) (figure II.5). L'équation d'équilibre (II.11) s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \ddot{u}_I \cdot n \quad \text{sur } \Gamma_I \quad (II.17)$$

Dans l'équation ci-dessus, $\ddot{u}_I = \partial v / \partial t$ 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 $\ddot{u}_g$, qui sont supposées être connues. Cependant, si la structure est souple, ces accélérations restent inconnues et font partie du problème couplé. Elles comprennent toujours les accélérations sismiques $\ddot{u}_g$, auxquelles s'ajoutent celles provenant des déformations de la structure $\ddot{u}_s$. Il est donc nécessaire de les décomposer en ces deux composantes : $\ddot{u} = \ddot{u}_s + \ddot{u}_g$, dont $\ddot{u}_s$ reste inconnu.

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

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = u_I \cdot n \quad \text{sur } \Gamma_I \quad (II.18)$$

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

En se référant à la (figure II.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).

II.4.1.3. Condition à la surface libre

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

$$p = 0 ; \phi = 0 \quad \text{sur} \quad \Gamma_I \quad (II.19)$$

La plupart des travaux sur la réponse sismique des barrages utilisent cette condition. De plus, il a été démontré que les effets du ballonnement ou des fluctuations de la surface libre de l'eau sur le comportement dynamique de l'ensemble barrage-réservoir sont souvent négligeables.

Toutefois une approche simplifiée mais efficace permet de quantifier ces effets. Elle revient à interpréter par une pression hydrostatique toute élévation ou abaissement de hauteur h de la surface libre par rapport à sa position initiale (figure II.6).

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

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

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = h = \frac{p}{\rho g} \quad \text{Sur} \quad \Gamma_s \quad (II.20)$$

Équation II.1

L'application de l'équation de la dynamique (Equation1) permet de relier la hauteur h à la pression P par l'intermédiaire de la vitesse particulaire évaluée à la surface libre ($v = \partial h / \partial t$) :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad \text{sur} \quad \Gamma_s \quad (II.21)$$

Cette condition est appelée onde linéaire de surface. Elle participe à l'inertie du volume d'eau (matrice de masse) et son impact est significatif dans les cas où le liquide est contenu dans un réservoir de dimensions finies. Le rapport largeur/hauteur est moins important.

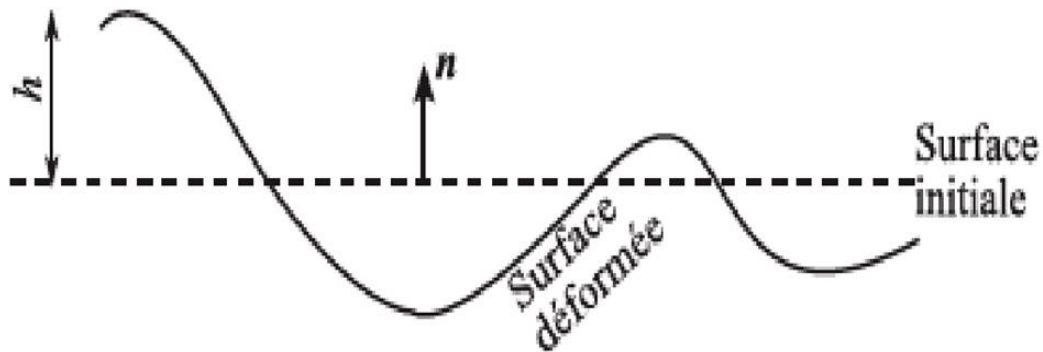


Figure II-6: Fluctuations de surface libre

II.4.1.4. Condition sur la surface en fond de réservoir

Les couches de sédiments saturés du fond du réservoir sont des solides poroélastiques. D'un barrage à un autre, ces couches peuvent avoir des épaisseurs très différentes de nombreuses études ont démontré que, dans les matériaux raisonnablement perméables, ces couches peuvent avoir un effet appelé absorption des ondes de pression.

Si le sol est considéré comme non poreux et que cet effet d'absorption est ignoré, la situation est identique à celle de l'interface réservoir-réservoir décrite par (équation II.17) et (équation II.18).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_f \cdot \mathbf{n} \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = \mathbf{u}_f \cdot \mathbf{n} \quad \text{sur } \Gamma_F \quad (\text{II.22})$$

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

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_F \quad (\text{II.22})$$

Une méthode simple pour tenir compte des effets d'absorption d'ondes consiste à exprimer le gradient normal de la pression et celui du potentiel en fonction des dérivées temporelles et des accélérations du sol. Pour cela, on suppose que le sol est constitué d'une seule couche infinie et homogène dans laquelle l'onde se propage perpendiculairement à l'interface eau-sol, ce qui donne un problème de propagation axiale le long de la normale n (Figure II.7).

On peut noter u_n la composante du champ de déplacement du sol dans la direction n . En supposant l'élasticité linéaire et dans le cas uni axial, on peut relier la pression à la déformation normale $\epsilon_n = \partial u_n / \partial n$ par le module de Young axial E_n de la couche.

$$p = -E_n \quad (\text{II.24})$$

Le gradient de pression est donné, selon l'équation d'équilibre (1), en fonction de l'accélération normale totale comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho(\mathbf{u}_g \cdot \mathbf{n} + u_n) \quad (II.25)$$

Équation II.2

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

Expression :

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial n^2} - \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = 0 \quad (II.26)$$

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

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

La solution de d'Alembert de cette équation est : $\mathbf{u}_n = \mathbf{G}(\mathbf{r} + \mathbf{c}_s \mathbf{t})$, r étant la distance mesurée dans la direction de $\mathbf{n}$.

En notant par G' la dérivée totale de G :

$$\mathbf{G}' = \frac{dG}{d}(\mathbf{R} + \mathbf{C}_s \mathbf{t})$$

En notant par G' la dérivée totale de G :

On peut écrire :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{\partial u_n}{\partial r} = \mathbf{G}' \quad \frac{\partial u_n}{\partial t} = c_s \mathbf{G}' \quad (II.27)$$

D'où :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{1}{c_s} \frac{\partial u_n}{\partial t} \quad (II.28)$$

Dans l'équation (II.24), cette expression est substituée, puis en dérivant par rapport au temps, on établit une relation entre les accélérations relatives de la couche de sol et la pression de l'eau à l'interface sol-réservoir.

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = -\frac{c_s}{E_n} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (II.29)$$

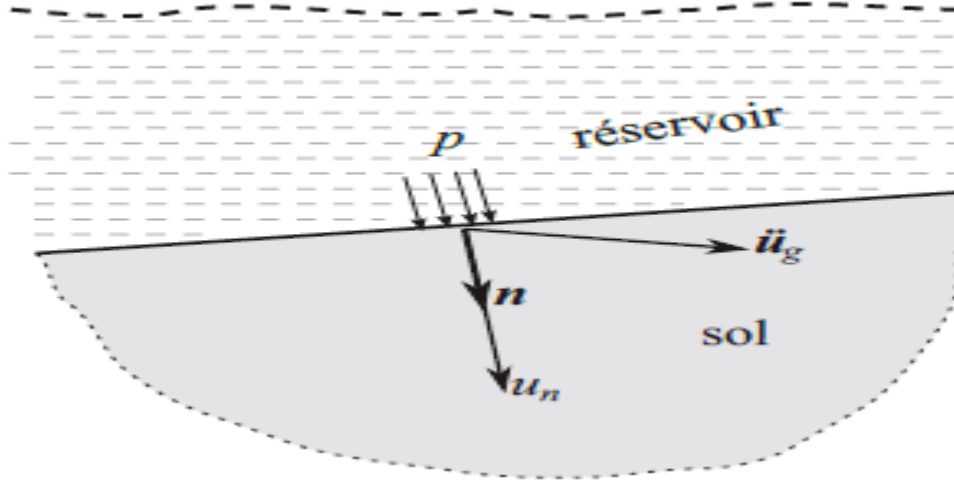


Figure II-7 : Conditions aux limites sur le fond

L'équation d'équilibre à l'interface II.25 peut maintenant être écrite comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_g \cdot n \frac{\rho}{\rho_s c_s} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (II.30)$$

Cette relation est souvent donnée sous la forme suivante

$$\frac{\partial p}{\partial n} = +q \frac{\partial p}{\partial t} = -\rho \ddot{u}_g \cdot n \quad \text{sur} \quad \Gamma_F \quad (II.31)$$

En utilisant cette expression, le cas de l'interface rigide sol-eau est clairement défini, où $c_s = \infty$ et $q=0$. Le paramètre $q = \rho / (\rho_s c_s)$ est appelé coefficient d'amortissement ou admittance, qui caractérise les effets d'absorption des ondes de pression hydrodynamique.

En substituant p par $-\rho_F \ddot{\phi}$ dans l'équation et en appliquant une double intégration par rapport au temps, la condition (21) pour le potentiel des déplacements peuvent être exprimée comme suit :

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = q \frac{\partial \phi}{\partial t} + u_g \cdot n \quad \text{sur} \quad \Gamma_F \quad (II.32)$$

Si le sol de fondation est inclus dans le modèle numérique, les conditions (II.17) et (II.18) sont suffisantes pour prendre en compte les effets de dissipation. Ces effets seront pris en compte par la déformabilité de l'interface sol-eau ainsi que par les conditions aux limites appliquées à la partie modélisée du sol.

II.4.1.5. Condition à la surface de troncature

La propagation d'ondes de pression est le principal effet dynamique dans cette région. L'interface fluide-structure en amont du réservoir, qui est censée être suffisamment longue pour être considérée comme infinie et dépourvue d'une source de réflexion d'onde, est à l'origine de ces ondes. Cette circonstance peut être décrite comme suit :

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

Où :

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

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

II.4.1.6. Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporel :

C'est un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis pour l'analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages compte tenu des effets d'interaction Hydrodynamique issu de la méthode présenté par B. TILIOUINE et A. SEGHIR, 97. Le système est représenté dans la figure (8) avec les différentes conditions aux limites.

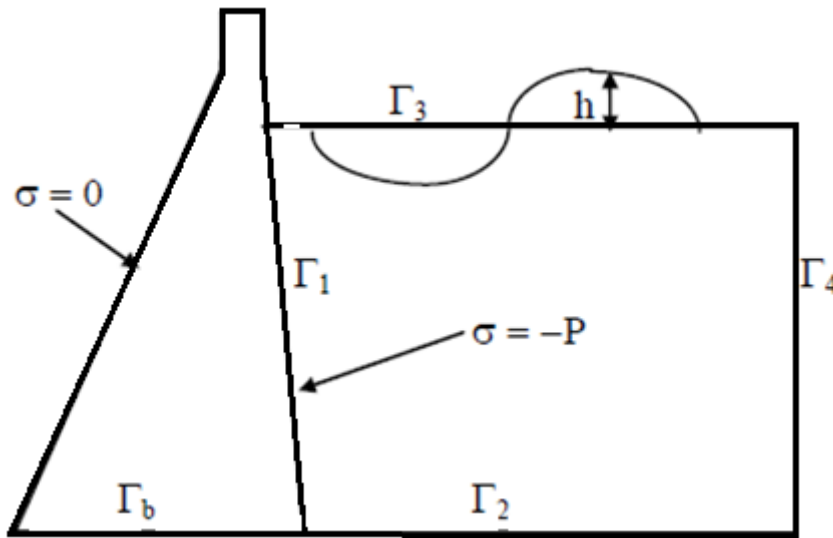


Figure II-8 : Présentation du système barrage-réservoir

- Les équations d'équilibre dynamique :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = QP - F \quad (II.33)$$

$$S\ddot{P} + D\dot{P} + HP = -PQ^T \ddot{U} \quad (II.34)$$

Où les symboles (') et (") représentent les dérivées première et seconde 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).

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

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

l'interface.

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

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

$$S = \int_{\Omega} N_u^T n N_p d\Gamma \quad (II.35)$$

$$S = \int_{\Omega} N_p^T \frac{1}{N_p} N_p d\Omega - \int_{\Gamma_3} N_p^T \frac{1}{g} N_p d\Gamma \quad (II.36)$$

$$D = \int_{\Gamma_4} N_p^T \frac{1}{C} N_p d\Gamma \quad (II.37)$$

$$H = \int_{\Omega} \nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega \quad (II.38)$$

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

C : célérité des ondes sonores dans l'eau.

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

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ \rho Q^T & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ P \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -Q \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.39)$$

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

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ \rho Q^T & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -Q \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = 0 \quad (II.40)$$

Étrique, et que par conséquent, les méthodes d'analyse modales usuelles ne sont pas directement applicables. Une symétrisations du système est possibles en tirant de la deuxième ligne : $P = -H^{-1}(S\dot{P} + \rho Q^T \ddot{U})$ et en remplaçant dans la première en multipliant la deuxième par SH^{-1} on obtient finalement le système symétrique suivant :

$$\begin{bmatrix} \rho M + QH^{-1}\rho^2 Q^T & \rho QH^{-1}S \\ \rho SH^{-1}Q^T & SH^{-1}S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \rho K & 0 \\ 0 & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = 0 \quad (II.41)$$

II.4.1.7. Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système Barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir:

Une analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir tout ça à l'aide de la méthode des éléments finis, la procédure de couplage est faite à l'aide de la méthode de sous-structure issu de la méthode présenté par S.

KÜÇÜKARSLAN, S.B. COSKUN, B. TASKIN. La figure (9) illustre la géométrie du système étudié.

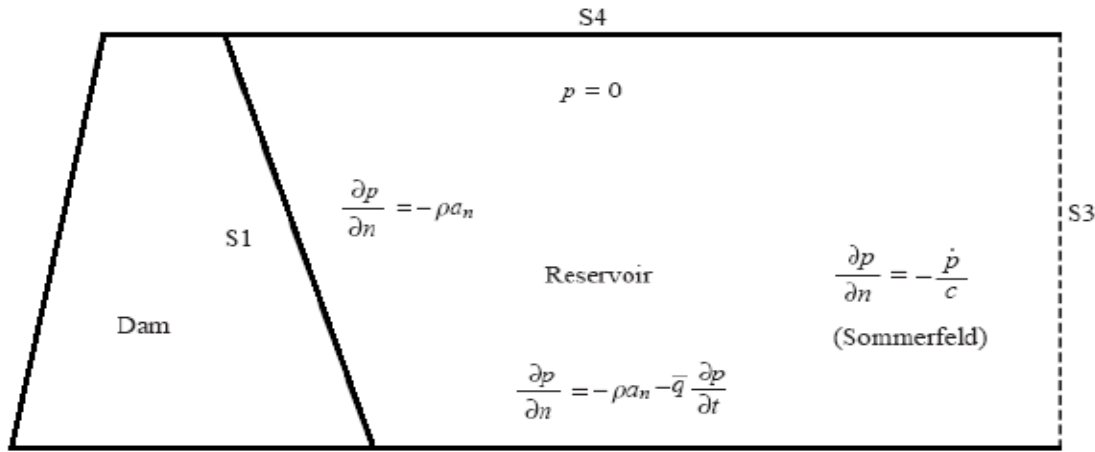


Figure II-9 : Le Système barrage-réservoir

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

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{\ddot{U}_g\} + \{E(t)\} \quad (II.42)$$

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

On utilise la matrice d'amortissement de type Rayleigh :

$$[C] = b_1[M] + b_2[K] \quad (II.43)$$

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

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

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (II.44)$$

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

$$[G]\{\ddot{p}\} + [C_f]\{\dot{p}\} + [H]\{p\} = \{b\} \quad (II.45)$$

Avec :

$$H_{ij} = \sum \int_{Re} \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_i}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} \right] dR \quad (II.46)$$

$$G_{ij} = \sum \frac{1}{c^2} \int_{Re} N_i N_j dR \quad (II.47)$$

$$\{b\}^T = \{-\rho S^T(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) - \rho S^T \ddot{u}_g \ 0 \ 0\} \quad (II.48)$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{q} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (II.49)$$

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

- Appliquant la méthode de Newmark à l'équation (II.42)

$$[\bar{K}]\{u^i\} = \{R^i\}i : i^{eme} \text{ etape.} \quad (II.50)$$

Avec :

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

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

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

$$\gamma=0.5, \beta=0.5.$$

- Appliquant la même méthode à l'équation (II.45) :

$$[\bar{H}]\{p^i\} = \{b^i\} \quad (II.51)$$

Avec :

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

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

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

$$\{\ddot{u}_s^i\} = a_0(\{u_s^i\} - \{u_s^{i-1}\}) - a_2\{\ddot{u}_s^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}_s^{i-1}\} \quad (II.52)$$

Avec :

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

Tel que :

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

$$\{E^i\}[S]\{P_1^i\}$$

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

Donc :

$$[\hat{K}] = [K] + a_0([M] + [\bar{M}]) + a_1[C] \quad (II.53)$$

$$\{\hat{R}^i\} = -([M] + [\bar{M}])\{\ddot{u}_g\}([M][\bar{M}]) (a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\}) - [E^*] \quad (II.54)$$

$$[\bar{M}] = \frac{\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{M}_s \end{bmatrix}}{[\bar{M}_s]} = \rho[S][h_{11}][S^T] \quad (II.55)$$

$$[E_{S1}^*] = [S][h_1][G][G](a_0\{p^{i-1}\} + a_2\{\dot{p}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{p}^{i-1}\}) + [S][h_1][C_f](a_1\{p^{i-1}\} + a_4\{\dot{p}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{p}^{i-1}\}) + \rho[S][h_{12}][S^T][\ddot{u}_g^i] \quad (II.56)$$

- La vitesse et l'accélération :

$$\{\dot{u}^i\} = \{\dot{u}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{u}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{u}^i\} \quad (II.57)$$

$$\{\ddot{u}^i\} = a_0(\{u^i\} - \{u^{i-1}\}) - a_2\{\dot{u}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}^{i-1}\} \quad (II.58)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \gamma) \text{ et } a_7 = \gamma\Delta t \quad (II.59)$$

- La première et la seconde dérivée de la pression :

$$\{\dot{p}^i\} = \{\dot{p}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{p}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{p}^i\} \quad (II.60)$$

$$\{\ddot{\mathbf{p}}^i\} = \mathbf{a}_0(\{\mathbf{P}^i\} - \{\mathbf{p}^{i-1}\}) - \mathbf{a}_2\{\dot{\mathbf{p}}^{i-1}\} - \mathbf{a}_3\{\ddot{\mathbf{p}}^{i-1}\} \quad (II.61)$$

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

II.5. Conclusion

L'objectif principal de ce chapitre était de mettre l'accent sur le problème de l'interaction fluide-structure en utilisant deux méthodes : La méthode des éléments finis comprend deux modèles : le modèle d'analyse directe dans le domaine temporel et le modèle d'analyse transitoire dans le domaine temporel du système de barrage de réservoir en introduisant l'effet du bas du réservoir. La spécificité de cette méthode des éléments finies réside dans l'étude des barrages et des réservoirs.

Chapitre III : Modélisation du système barrage réservoir

Chapitre III. Modélisation du système barrage réservoir

III.1. Introduction

La méthode des éléments finis constitue l'outil le plus puissant actuellement disponible pour l'analyse approfondie des systèmes fluide-structure faisant intervenir notamment des Conditions géométriques d'interface quelconques. Néanmoins, le choix des variables de Champs pour la formulation variationnelle de tels systèmes est d'une importance primordiale et conditionne le degré de complexité du problème discret à résoudre.

Une formulation variationnelle symétrique à trois variables de champs a été introduite en utilisant le champ des pressions hydrodynamiques $\mathbf{p}$ et le potentiel des déplacements ϕ comme variables nodales pour la description du fluide. Le champ des déplacements $\mathbf{u}$ est retenu pour la description du solide. La formulation implique un couplage de termes dans la matrice des raideurs du système complet résultant.

La description du fluide par un champ des déplacements introduit des difficultés relatives à la discrétisation de la condition d'irrotationnalité. Une analyse par éléments finis d'une formulation en déplacements d'un système fluide-structure couplé.

Dans d'autres approches, existant dans la littérature, la description du fluide par un potentiel des déplacements ϕ ou un potentiel des vitesses ϑ au lieu de la pression p est utilisée. Le champ des déplacements $\mathbf{u}$ est souvent retenu pour la description du solide, toutefois, une variable supplémentaire $\mathbf{R}$ représentant les forces de réactions dynamiques ou les accélérations nodales dans la structure peut être introduite dans le but d'obtenir une formulation $(\mathbf{u}, \mathbf{R}, p)$ ou $(\mathbf{u}, \mathbf{R}, \phi)$ symétrique.

La formulation non symétrique $(\mathbf{u}, p)$ et la formulation symétrique $(\mathbf{u}, \phi, p)$ seront considérées dans la suite de ce chapitre.

La discrétisation spatiale par éléments finis et le schéma d'intégration par différences finis sont souvent utilisés dans le but de considérer des systèmes fluide-structure avec des frontières irrégulières pour lesquels la solution analytique n'est pas valide et d'inclure les effets des non linéarités géométriques et matérielles sur la réponse à de fortes excitations sismiques. Cependant, en raison de son extension pratiquement sans bornes, qui doit être coupée à une distance assez loin de l'interface fluide-structure pour obtenir des résultats suffisamment acceptables, la discrétisation du domaine fluide est souvent difficile. Cet inconvénient peut être pratiquement évité en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- a) Application d'une solution analytique lorsque c'est possible.
- b) Limiter le domaine fluide par une limite de rayonnement ayant l'effet d'un élément absorbant et utiliser une condition au limite convenable.
- c) Représenter le domaine infini par des éléments infinis et procéder par couplage éléments finis–éléments infinis.

III.2. Formulation (u, p)

Le barrage ainsi que le domaine fini du réservoir, illustrés dans la (**figure III .1**), sont d'abord Modélisés séparément. Ensuite, il est démontré que les forces d'interaction dynamique liant les deux sous-systèmes à l'interface barrage–réservoir sont causées par les pressions Hydrodynamiques, agissant sur la face amont du barrage, et les accélérations structurales à L'interface agissant à leur tour sur le réservoir en générant des ondes de pressions.

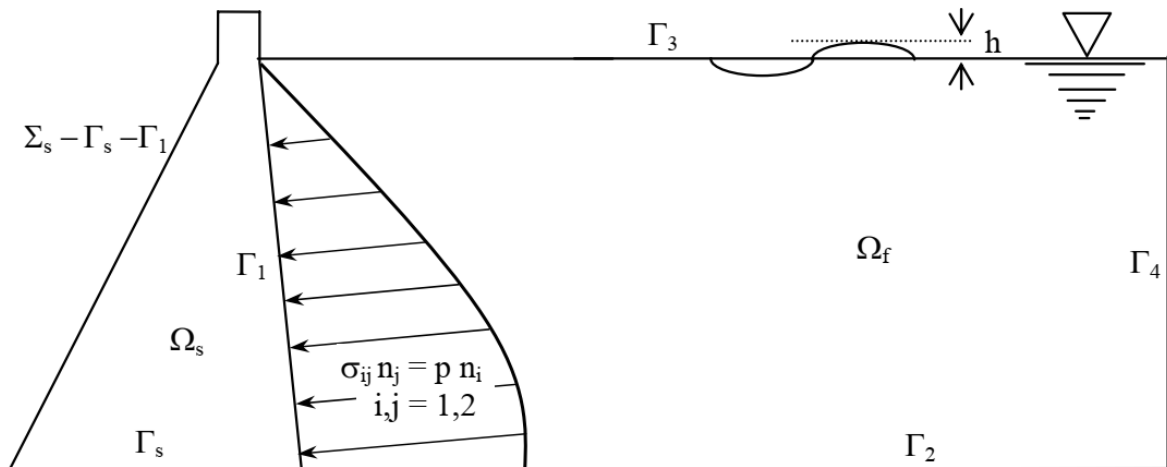


Figure III-1 Domaine barrage–réservoir et distribution des forces hydrodynamiques.

III.2.1. Modélisation du barrage

En se basant sur les notations suivantes :

Ω_s, Σ_s domaine solide et son contour à l'équilibre.

Γ_s base de la structure du barrage.

Γ_1 l'interface fluide–structure.

ρ_s densité massique de la structure du barrage.

$u_i, \ddot{u}_i$ déplacement et accélération dans la $i^{\text{ème}}$ direction à l'intérieur du corps du barrage.

p pression hydrodynamique sur le parement amont.

n_i La $i^{\text{ème}}$ composante de la normale unitaire n .

f_i forces de volume dans la $i^{\text{ème}}$ direction.

σ_{ij} composante du tenseur des contraintes,

L'équation d'équilibre en champs continus d'un monolithe de barrage poids flexible, homogène, a comportement bidimensionnel élastique linéaire, fixé à sa base s'écrit :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho_s \ddot{u}_i \quad |\Omega_s \quad (III.1)$$

Les conditions aux limites appropriées devant être vérifiées sont :

a) La condition d'équilibre dynamique entre les contraintes et le chargement dû à la pression

Hydrodynamique sur la face amont du barrage :

$$\sigma_{ij}n_j = Pn_i \quad | \Gamma_1 \quad (III.2)$$

b) Les déplacements relatifs sont nuls à la base. La liaison entre le corps du barrage et le Rocher de fondation supposé rigide est parfaite ; l'interaction sol-structure étant simplifiée dans cette étude :

$$u_i = 0 \quad | \Gamma_s \quad (III.3)$$

c) Sur le reste du contour, le barrage étant libre, les contraintes sont nulles :

$$\sigma_{ij}n_j = 0 \quad | \Sigma_s - \Gamma_1 - \Gamma_s \quad (III.4)$$

Pour des raisons de clarté, il est utile de rappeler que vue leurs symétries, les quantités tensorielles intervenant dans les équations seront écrites en notation vectorielle pour alléger les expressions

Les relations suivantes sont ainsi à noter :

relation contraintes-déformations :

$$\sigma = D \varepsilon \quad (III.5)$$

avec D , matrice d'élasticité, s'écrit :

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \quad (III.6)$$

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

$$d_1 = \frac{E}{1-\nu^2}; d_2 = \nu d_1 \quad (III.7)$$

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

$$d_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}; d_2 = \frac{\nu d_1}{1-\nu} \quad (III.8)$$

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

$$d_3 = 1/2 (d_1 - d_2) \quad (III.9)$$

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

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

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{Bmatrix}; \sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad (III.10)$$

et celle du tenseur des déformations à :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2}\gamma_{xy} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yx} & \varepsilon_{yy} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \end{Bmatrix}; \varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} \quad (III.11)$$

La relation déformations-déplacements s'écrit par :

$$\varepsilon = S u \quad (III.12)$$

avec S opérateur de différenciation :

$$S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (III.13)$$

Il est facile de montrer que l'application de la formulation variationnelle faible de type Galerkin aux équations d'équilibre (III.1) avec les conditions aux limites (2) à (4) conduit, en prenant la fonction teste δu et en se basant sur la relation précédente, à l'expression suivante :

$$\int_{\Omega_s} S \delta u D.S u d\Omega + \int_{\Omega_s} \delta u \rho_s \ddot{u} d\Omega - \int_{\Gamma_1} \delta u n d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta u f d\Omega = 0 \quad (III.14)$$

$$\forall \delta u \in Vu$$

où Vu est la classe des fonctions régulières admissibles.

Il est à noter que l'équation (III.14) est une écriture du principe des travaux virtuels exprimant l'égalité entre le travail des charges externes s'exerçant sur un système physique et le travail des contraintes développées par le système.

III.2.2. Modélisation du réservoir

si l'on suppose que l'eau du réservoir est un fluide linéaire l'équation de, qui est compressible, non visqueuse et subit des mouvements de faible amplitude. C'est à cela que Naviers-Stokes réduit l'équilibre dynamique des fluides en mouvement. La phrase suivante.

$$\rho_f \dot{\mathbf{v}} = -\nabla p \quad (\text{III.15})$$

Pour une description complète, l'équation de conservation de la masse ainsi que l'équation d'état doivent être associées à l'équation du mouvement précédente. Elles s'écrivent respectivement par :

$$\dot{\rho}_f + \rho_f \nabla \mathbf{v} = 0 \quad (\text{III.16})$$

$$d\rho_f = \frac{\rho_f}{K} P ; \dot{\rho}_f = \frac{\rho_f}{K} \dot{P} \quad (\text{III.17})$$

K étant le module de compressibilité de l'eau.

La réécriture de (III.16) tenant compte de (III.17) donne :

$$\frac{\rho_f}{K} \dot{P} + \rho_f \nabla \mathbf{v} = 0 \quad (\text{III.18})$$

La multiplication de (III.18) par ∇ et la dérivation de (III.17) par rapport au temps conduit au système d'équations d'équilibre dynamique suivant :

$$\rho \nabla \dot{\mathbf{v}} + \nabla^2 \mathbf{p} = 0 \quad (\text{III.19})$$

$$\rho \nabla \dot{\mathbf{v}} + \frac{1}{c^2} \ddot{\mathbf{p}} = 0 \quad (\text{III.20})$$

dans lequel

$$c = \sqrt{k/\rho} \quad (\text{III.21})$$

Désigne la célérité des ondes de compression dans le fluide. Pour l'eau $C \approx 1440$ m/s.

L'élimination de la variable $\mathbf{v}$ du système d'équations (III.19) et (III.20) conduit à l'équation D'onde régissant le comportement de la perturbation des pressions à l'intérieur du réservoir :

$$\nabla^2 \mathbf{p} - \frac{1}{c^2} \ddot{\mathbf{p}} = 0 \quad (\text{III.22})$$

dans le cas d'hypothèse d'un fluide incompressible, cette équation se réduit à l'équation de Laplace suivante :

$$\nabla^2 p = 0 \quad (III.23)$$

Les conditions aux limites nécessaires pour bien poser le problème mathématique sont :

Sur le parement amont du barrage Γ_1 , l'hypothèse d'une liaison parfaite entre les deux milieux lie les déplacements des particules fluides et ceux des particules solides.

L'équation dynamique (III.15) du fluide s'écrit pour cette limite par :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f \dot{v}_n = \rho_f \ddot{u}_n \quad (III.24)$$

où $\ddot{u}_n$ désigne la projection des accélérations des particules solides sur la normale n à la face amont du barrage.

Sur le fond Γ_2 , lorsque le chargement sismique d'accélération $\ddot{u}_g$ ou le fond du réservoir, ou bien les deux en même temps sont inclinés, l'écriture de l'équation dynamique devient :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho_f \ddot{u}_g n \quad (III.25)$$

pour le cas considéré dans cette étude, le séisme et le fond sont horizontaux , cette condition se réduit à :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (III.26)$$

Sur la surface libre Γ_3 , la condition la plus simple est de considérer une pression atmosphérique ($p = 0$) et de négliger les ondes de surface. Toutefois, les variations de pressions à l'intérieur du réservoir engendrent des fluctuations de la surface libre. Une idée approximative pour inclure les effets des ondes de surface consiste en la considération d'une surface moyenne pour laquelle toute élévation ou abaissement de la surface actuelle d'une hauteur h se traduit par une variation de pression pouvant être prise isostatique :

$$P = \rho_f g h \quad (III.27)$$

l'application de l'équation dynamique pour ce cas donne :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f \ddot{h} \quad (III.28)$$

compte tenu de l'équation (III.27) avec deux dérivations par rapport au temps, cette condition devient :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{g} \ddot{p} \quad (III.29)$$

Cette condition est connue sous le nom de condition d'ondes de surface linéarisée.

Sur la limite de troncature Γ_4 ; cette frontière délimite un domaine physiquement non borné. Une condition prenant en compte cet effet est donc nécessaire. Le principal effet dynamique dans cette région est dû à la propagation d'ondes de pression voyageant à partir de l'interface fluide-structure vers l'amont du réservoir supposé étendu assez loin pour être infini et sans source de réflexion d'ondes. La solution générale de l'équation (III.22) peut alors s'écrire :

$$p = f(x - C t) + g(x + C t) \quad (III.30)$$

avec $g(x + C t) = 0$ pour traduire la condition de non réflexion d'onde. La limite est supposée assez loin pour considérer l'onde de pression se propageant horizontalement en un front dans la direction x .

La dérivation de la condition (III.30) par rapport au temps et par rapport à la normale permet de définir la condition appropriée comme suit :

$$\begin{cases} \frac{\partial p}{\partial n} = \frac{\partial p}{\partial x} = f' \\ \frac{\partial p}{\partial t} = C f' \end{cases} \text{ Soit : } \frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{C} \dot{p} \quad (III.31)$$

Cette condition est présentée pour la première fois par Zienkiewicz et Newton en 1969 pour les limites de radiation, et à une analogie avec un élément absorbant. D'autres conditions de radiation ont été introduites par la suite dans de nombreux travaux.

Dans le but d'obtenir une expression décrivant le comportement du réservoir et s'appuyant à la discrétisation par éléments finis, la forme intégrale faible, de l'équation du mouvement et de ses conditions aux limites, doit être considérée.

Le problème mathématique classique revient à résoudre pour l'inconnu p le système suivant :

$$\begin{cases} \nabla^2 p - \frac{1}{C^2} \ddot{p} = 0 & | \Omega_f \\ \frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n & | \Gamma_1 \\ \frac{\partial p}{\partial n} = 0 & | \Gamma_2 \\ \frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{g} \ddot{p} & | \Gamma_3 \\ \frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{C} \dot{p} & | \Gamma_4 \end{cases}$$

Le problème variationnel associé s'obtient en adoptant la formulation faible de type Galerkin avec fonction poids δp . Il s'écrit :

$$-\int_{\Omega_f} \delta \nabla p \nabla p \, d\Omega - \int_{\Omega_f} \delta p \ddot{p} \, d\Omega - \int_{\Gamma_f} \delta \nabla p \frac{\partial p}{\partial n} \, d\Gamma = 0 \quad (III.32)$$

avec Γ_f représente le contour complet du réservoir.

En remplaçant l'intégrale sur Γ_f par la somme des intégrales sur les différentes limites constituant le contour, et en utilisant pour chacune d'elles la condition à la limite correspondante, l'expression finale de la formulation variation elle devient :

$$\int_{\Omega_f} \nabla \delta p \nabla p d\Omega - \int_{\Omega_f} \delta p \frac{1}{c^2} \ddot{p} d\Omega - \int_{\Gamma_1} \delta p \rho_f \ddot{u}_n d\Gamma - \int_{\Gamma_3} \delta p \frac{1}{g} \ddot{p} d\Gamma - \int_{\Gamma_4} \delta p \frac{1}{c} \dot{p} d\Gamma = 0 \quad (III.33)$$

$$\forall \delta p \in V_p$$

où V_p représente la classe des fonctions régulières admissibles.

Il est à noter que cette expression est analogue à celle décrivant le comportement du barrage. Les deux formulations obtenues sont couplées à travers l'intégrale de surface sur l'interface fluide-structure Γ_1 . Cela peut être directement vérifié à partir des conditions aux limites appliquées de part et d'autre de l'interface fluide-structure selon les relations (III.2) et (III.24).

III.3. Formulation (u, ϕ , p)

Dans cette formulation, le modèle mathématique développé pour la description du barrage reste valable et l'expression variationnelle (III.14) est toujours applicable. Par contre le comportement de l'eau du réservoir sera décrit par deux variables : la pression p et le potentiel des déplacements ϕ . Il est donc considéré que les déplacements u_f des particules fluides dérivent d'un potentiel

soit :

$$u_f = \nabla \phi ; \quad (III.35)$$

Par conséquent, la vitesse est :

$$v_f = \dot{u}_f = \nabla \dot{\phi}$$

ce qui permet d'écrire l'équation d'équilibre dynamique (III.15) sous la forme :

$$\rho_f \nabla \ddot{\phi} = -\nabla p \quad (III.36)$$

et l'équation de conservation de la masse par :

$$\frac{\rho_f}{k} \dot{p} + \rho_f \nabla (\nabla \phi) \quad (III.37)$$

Le réservoir peut donc être maintenant décrit par le système des deux équations (III.36) et (III.37). Toutefois l'utilisation directe de ces deux équations pour développer un modèle d'éléments finis conduit, d'une part, à des matrices non symétriques, ce qui peut être vérifié par l'écriture des formulations variationnelles associées, et introduit, d'autre part, des termes

de couplage dans la matrice d'amortissement du système complet, ce qui induit des difficultés numériques dans le calcul des modes de vibrations du système complet.

Il convient donc de réécrire l'équation du mouvement, soit par différentiation ou par intégration sous l'une des formes suivantes :

$$\nabla^2 \mathbf{p} + \rho_f \nabla^2 \ddot{\boldsymbol{\phi}} = \mathbf{0} \quad (\text{III.38})$$

$$\mathbf{p} + \rho_f \ddot{\boldsymbol{\phi}} = \mathbf{0} \quad (\text{III.39})$$

La première, conduit à une intégrale nulle sur le contour dans l'expression de la formulation variationnelle. La seconde équation est l'équation d'équilibre des moments, nécessite une approximation en élément finis de type constant ainsi que l'utilisation des contraintes de type Lagrange dans la forme intégrale associée pour inclure les conditions aux limites.

La dérivation par rapport au temps de l'équation de continuité (III.37) conduit à un système complet non symétrique pouvant être réduit au système résultant de la formulation $(\mathbf{u}, \mathbf{p})$. Son intégration par rapport au temps donne :

$$\mathbf{p} + \rho_f C^2 \nabla^2 \dot{\boldsymbol{\phi}} = \mathbf{0} \quad (\text{III.40})$$

avec toujours $C^2 = K/\rho$.

Cette équation, combinée avec l'équation (III.39) conduit à une formulation symétrique. Elle est à retenir.

Les conditions aux limites sous les mêmes hypothèses discutées précédemment deviennent :

Sur tout le contour du réservoir l'équation du mouvement (III.37) s'écrit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} + \rho_f \frac{\partial \ddot{\boldsymbol{\phi}}}{\partial n} = \mathbf{0} \quad (\text{III.41})$$

Cette condition au limite est valide pour tout le contour du réservoir et permet d'annuler l'intégrale de surface intervenant dans la forme variationnelle faible de l'équation (III.40). sur le parement amont, l'égalité des déplacements, compte tenu de (III.34) permet d'écrire :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{n} \quad (\text{III.42})$$

le vecteur $\mathbf{u}$ étant les déplacements couplés des particules solides et fluides à l'interface.

Pour la surface libre, moyennant le concept de surface moyenne, l'équation (III.34) s'écrit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = h = \frac{p}{\rho_f g} \quad (\text{III.43})$$

Dans la limite de troncature, la même condition de non réflexion d'onde est utilisée pour ϕ . En effet, il peut être vérifié, par élimination de p à partir des équations (III.40) et (III.41) que le potentiel des déplacements est régi par l'équation d'onde. Ce qui permet d'écrire :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \dot{\phi} \quad (\text{III.44})$$

Le problème mathématique classique revient donc maintenant à résoudre pour les champs continus $\mathbf{p}$ et ϕ le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nabla^2 \mathbf{p} + \rho_f \nabla^2 \phi = 0 & | \Omega_f \\ \mathbf{p} + \rho_f C^2 \nabla^2 \phi = 0 & | \Omega_f \\ \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial n} + \rho_f \frac{\partial \ddot{\phi}}{\partial n} = 0 & | \Gamma_f \\ \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial n} = u \cdot \mathbf{n} & | \Gamma_1 \\ \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial n} = 0 & | \Gamma_2 \\ \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial n} = \frac{1}{\rho_f g} p & | \Gamma_3 \\ \frac{\partial \mathbf{p}}{\partial n} = \frac{1}{c} \dot{\phi} & | \Gamma_4 \end{array} \right.$$

Pour obtenir un même terme de couplage que celui introduit dans la formulation (III.14), le problème variationnel associé au système (2.II) s'obtient en multipliant l'équation (III.38) par la fonction teste $\delta\phi \in \mathbf{V}\phi$ et l'équation (2.40) par $\delta\mathbf{p} \in \mathbf{V}\mathbf{p}$ tout en utilisant la formule de Green pour tenir compte des conditions aux limites appropriées. $\mathbf{V}\mathbf{p}$ et $\mathbf{V}\phi$ sont les classes admissibles des fonctions régulières. La première intégrale sous forme forte est :

$$\int_{\Omega_f} \delta\phi (\nabla^2 \mathbf{p} + \rho_f \nabla^2 \ddot{\phi}) d\Omega = 0 \quad (\text{III.45})$$

et la forme faible correspondante :

$$-\int_{\Omega_f} \delta \nabla \phi \nabla p d\Omega - \int_{\Omega_f} \delta \nabla \phi \rho_f \nabla \ddot{\phi} d\Omega + \int_{\Gamma_f} \delta \phi \left(\frac{\partial p}{\partial n} + \rho_f \frac{\partial \ddot{\phi}}{\partial n} \right) d\Gamma = 0 \quad (\text{III.46})$$

qui se réduit compte tenu de (2.41) à :

$$\int_{\Omega_f} \delta \nabla \phi \nabla p d\Omega + \int_{\Omega_f} \delta \nabla \phi \rho_f \nabla \ddot{\phi} d\Omega = 0 \quad (\text{III.47})$$

La seconde intégrale s'écrit :

$$\int_{\Omega_f} \delta \mathbf{P} (\mathbf{P} + \rho_f C^2 \nabla^2 \dot{\boldsymbol{\phi}}) d\Omega = 0 \quad (\text{III.48})$$

et sous la forme faible :

$$\int_{\Omega_f} \delta p \frac{1}{\rho_f C^2} \mathbf{P} d\Omega - \int_{\Omega_f} \delta \nabla p \nabla \phi d\Omega + \int_{\Gamma_F} \delta p \frac{\partial p}{\partial n} d\Gamma = 0 \quad (\text{III.49})$$

Qui se présente compte tenu des conditions aux limites comme :

$$\int_{\Omega_f} \delta p \frac{1}{\rho_f C^2} \mathbf{P} d\Omega - \int_{\Omega_f} \delta \nabla p \nabla \phi d\Omega + \int_{\Gamma_1} \delta p u \cdot \mathbf{n} d\Gamma + \int_{\Gamma_3} \delta p \frac{1}{\rho_f g} p d\Gamma + \int_{\Gamma_4} \delta p \frac{1}{c} \phi d\Gamma = 0 \quad (\text{III.50})$$

Cette formulation ne fait intervenir les termes d'amortissement que sur la frontière de Troncature Γ_4 . Physiquement, sous les hypothèses de base, les seuls effets de dissipation dans le fluide sont dû aux radiations au niveau de cette limite. Ce terme disparaît avec l'utilisation de la technique des éléments infinis. Une limite libre sans condition peut être adoptée d'un point de vue mathématique sans rendre le problème mal posé ; ce qui revient à mettre $\mathbf{p}=0$ et $\phi=0$ à l'infini comme limites d'une solution décroissante, cependant les valeurs tendent à devenir plus importantes au niveau de la limite de troncature lorsque celle-ci est localisée à une distance finie de l'interface fluide-structure. Une autre alternative consiste en un développement d'une limite de radiation appropriée.

Chapitre IV : Application numérique

Chapitre IV. Application numérique

IV.1. Introduction

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent se manifester dans divers domaines de l'ingénierie. En particulier, l'impact de l'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages en béton soumis à des actions sismiques est un domaine de recherche actif. Prédire les mouvements couplés du système barrage-réservoir et évaluer les pressions hydrodynamiques exercées sur la face amont du barrage représentent des tâches particulièrement complexes.

De nombreuses études de recherche antérieures ont été spécifiquement menées dans le domaine fréquentiel en utilisant une méthode de discrétisation par éléments finis bidimensionnels pour modéliser des barrages monolithiques supposés linéairement élastiques. Une représentation analytique de la solution de l'équation des ondes de pression, qui prévaut dans un réservoir semi-infini, a également été utilisée. Ces travaux ont permis d'identifier plusieurs paramètres susceptibles d'avoir un impact significatif sur la réponse sismique des barrages.

L'objectif de cette étude est de proposer un modèle de calcul dynamique utilisant la méthode des éléments finis pour une analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages poids, en tenant compte des effets d'interaction hydrodynamique. Une étude a été réalisée afin de mieux comprendre le comportement dynamique du barrage de Koyna, situé dans la Wilaya Maharashtra.

IV.2. Présentation de l'ouvrage

Le barrage de Koyna est l'un des plus grands barrages du Maharashtra, en Inde. Il s'agit d'un barrage en béton de moellons construit sur la rivière Koyna qui prend sa source à Mahabaleshwar, une station de montagne dans les chaînes de Sahyadri. Il est situé à Koyna Nagar, dans le district de Satara, dans les Ghâts occidentaux, sur la route nationale entre Chiplun et Karad.

L'objectif principal du barrage est l'hydroélectricité avec une certaine irrigation dans les zones voisines. Aujourd'hui, le projet hydroélectrique de Koyna est la plus grande centrale hydroélectrique achevée en Inde avec une capacité installée totale de 1 960 MW. En raison de son potentiel de production d'électricité, la rivière Koyna est considérée comme la « ligne de vie » du

Maharashtra. La construction a commencé en 1956 Date d'ouverture 1964,



Figure IV-1: Barrage de Koyna



Figure IV-2: Situation géographique du barrage de Koyna

Profil type du barrage

Le barrage de Koyna est un barrage de type poids en béton, il possède les caractéristiques suivantes (figure IV.3) :

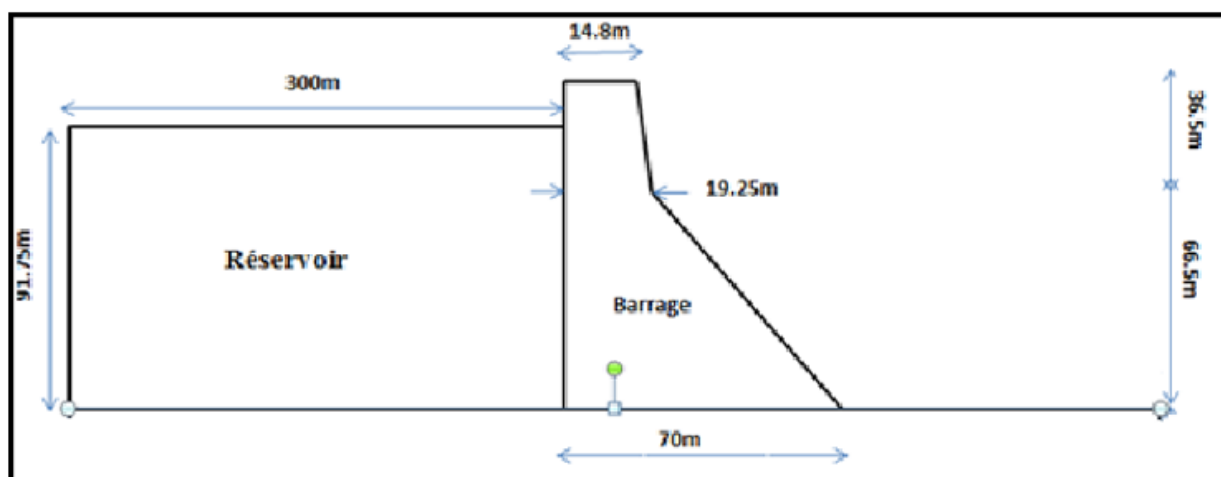


Figure IV-3: La géométrie du barrage de Koyna.

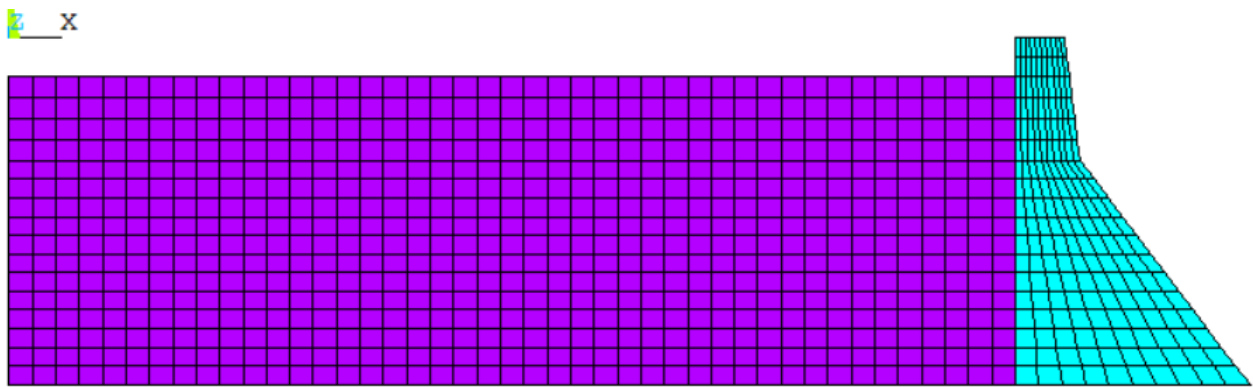
Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et du réservoir d'eau sont récapitulées dans le tableau.

Matériau	Propriétés des matériaux		
	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
Barrage (Béton)	31030	0,2	2643
Réservoir D'eau	2070	0,49	1000

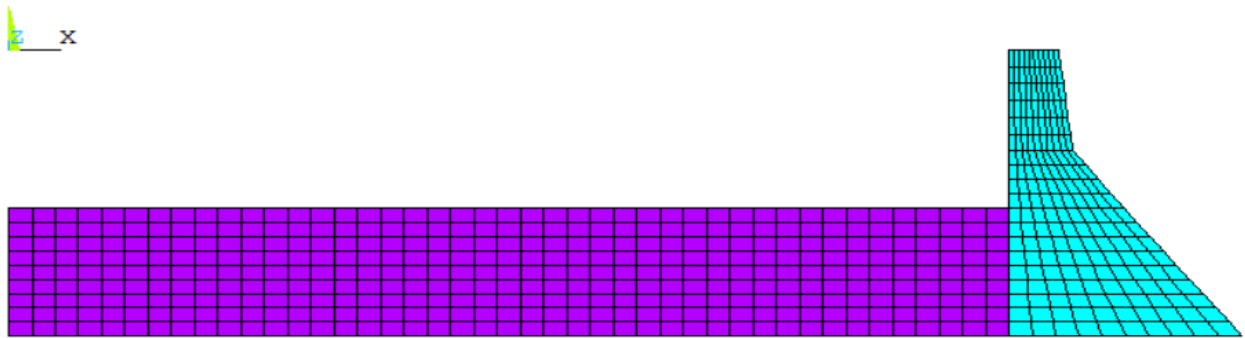
Tableau IV-I : Propriétés des matériaux du barrage-poids de Koyna

IV.3. Modélisation du système barrage-réservoir par éléments finis

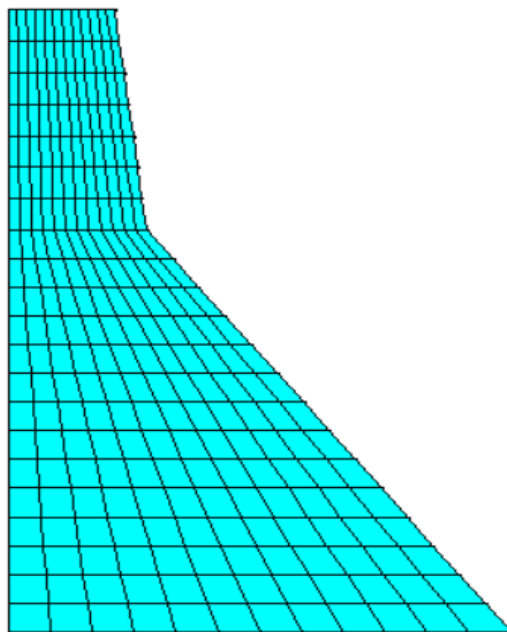
La formulation du système d'interaction barrage-réservoir est représentée en utilisant l'approche lagrangienne. Le système d'interaction barrage-réservoir est étudié à l'aide des modèles d'éléments finis à deux dimensions illustrées à la Figure (IV.4) (IV.5). Un modèle d'éléments finis avec 252 éléments solides (Plane42) est utilisé pour modéliser le barrage. Un modèle d'élément finis avec 688 éléments fluides (Fluid79) et 180 éléments solides (Plane42) est utilisé pour modéliser le barrage réservoir d'eau. Un modèle d'élément finis avec 387 éléments fluides (Fluid79) et 190 éléments solides (Plane42) est utilisé pour modéliser un réservoir à moitié plein. L'élément fluide est particulièrement bien adapté au calcul des pressions hydrostatiques et des interactions fluide-solide.



a) Cas du barrage plein



b) Cas du barrage-réservoir à moitié plein

Figure IV-4: Discretisation par éléments finis du système barrage-réservoir

c) a cas barrage vide

Figure IV-5 : Modèle d'éléments finis du barrage seul

IV.4. Analyse dynamique

IV.4.1. 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 koyna (1967) (figure IV.6). Une analyse transitoire en utilisant la méthode de Newmark est effectuée pour les trois modèles représentant le barrage-poids. Toutes les analyses numériques sont réalisées à l'aide de programme ANSYS. D'après les analyses numériques, les déplacements horizontaux maximaux et les contraintes principales dans le barrage sont présentés pour le cas du barrage à vide et du barrage plein et barrage à moitié plein.

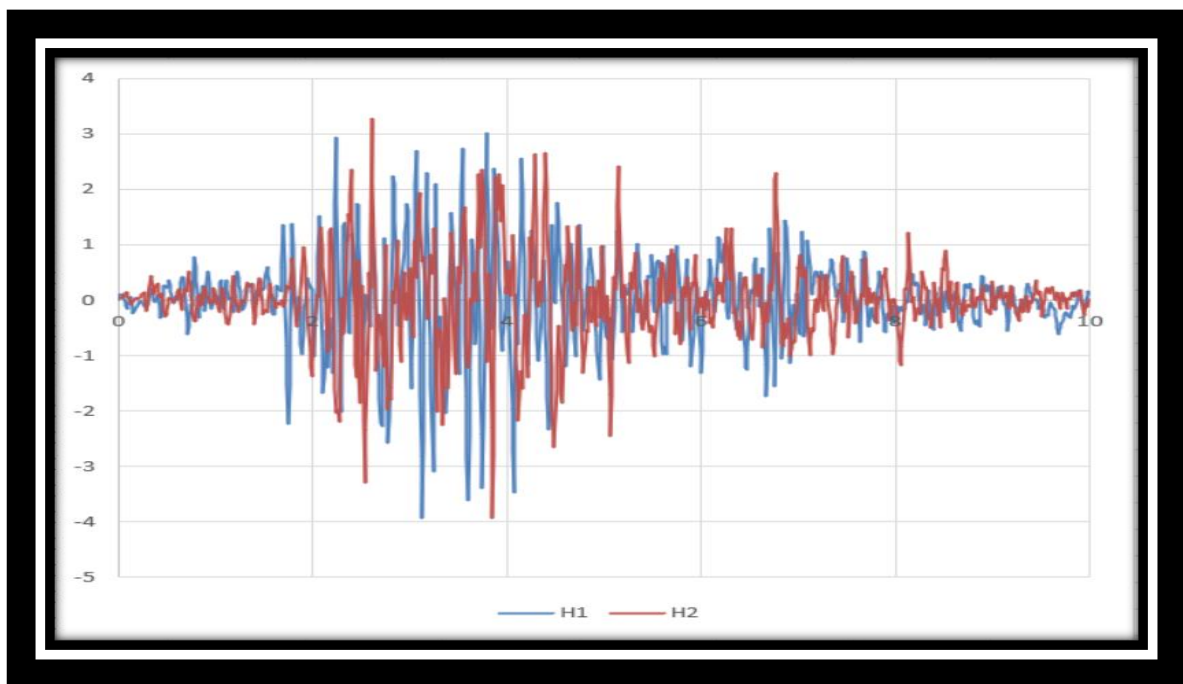


Figure IV-6 : Enregistrements d'accélération de la composante horizontale du séisme de Koyna en 1967

IV.4.1.1. Variation des déplacements

La variation du déplacement horizontal en fonction du temps à la crête médiane du barrage en face amont est présentée sur la figure (IV.7) pour les cas du barrage à vide et plein. Le déplacement horizontal au point de crête augmente de 3.42 cm en cas du barrage à vide à 4.22 cm en cas du barrage plein 3.58cm en cas du barrage à moitié plein.

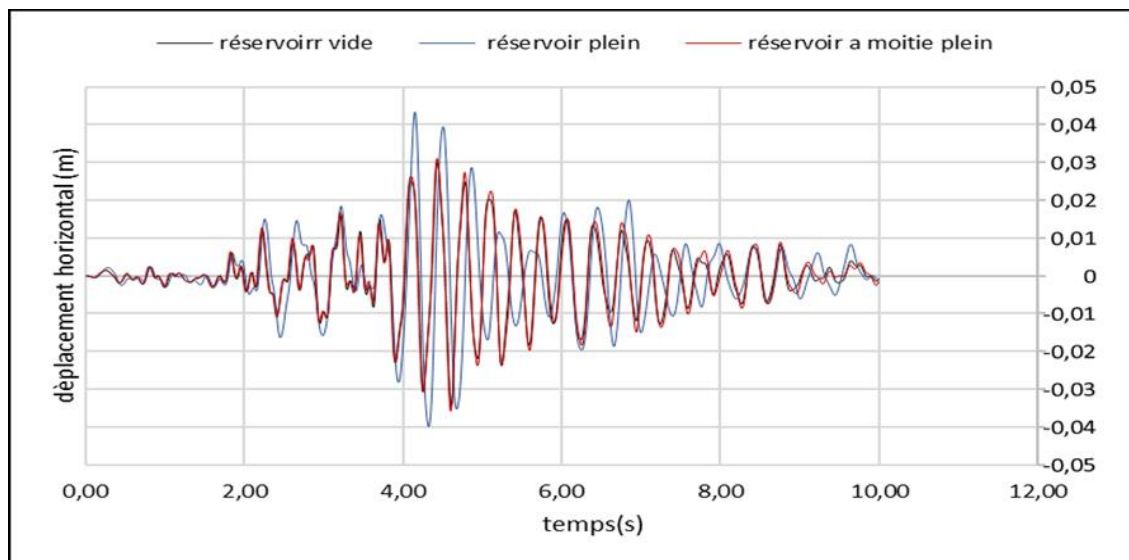
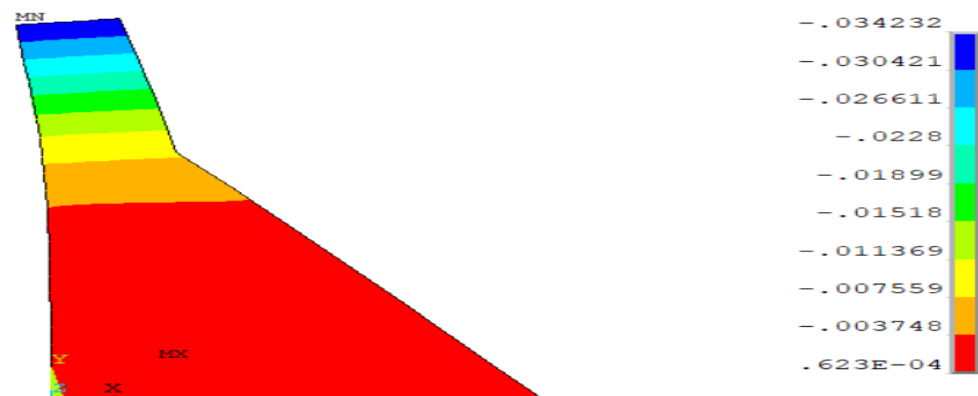
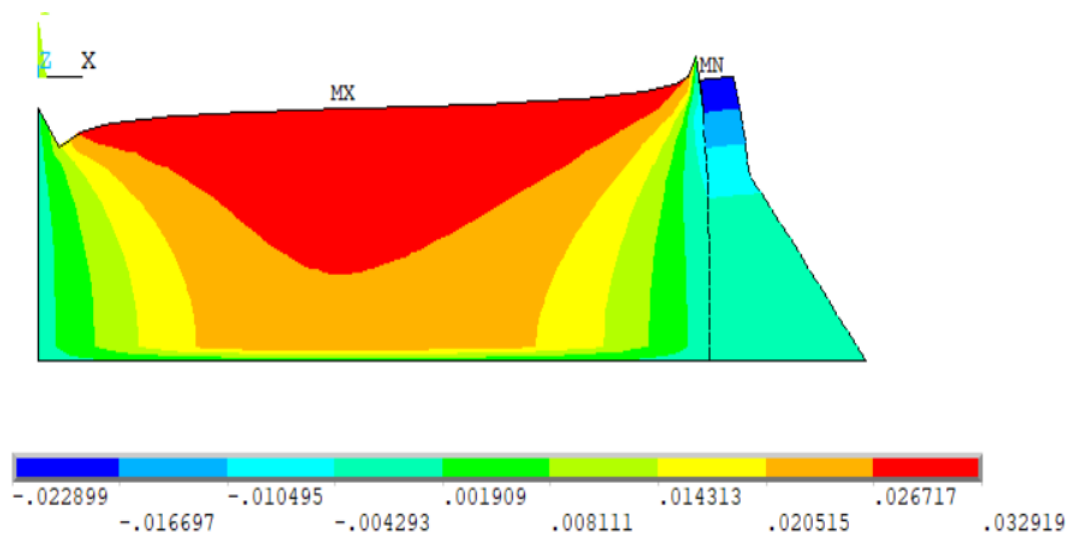


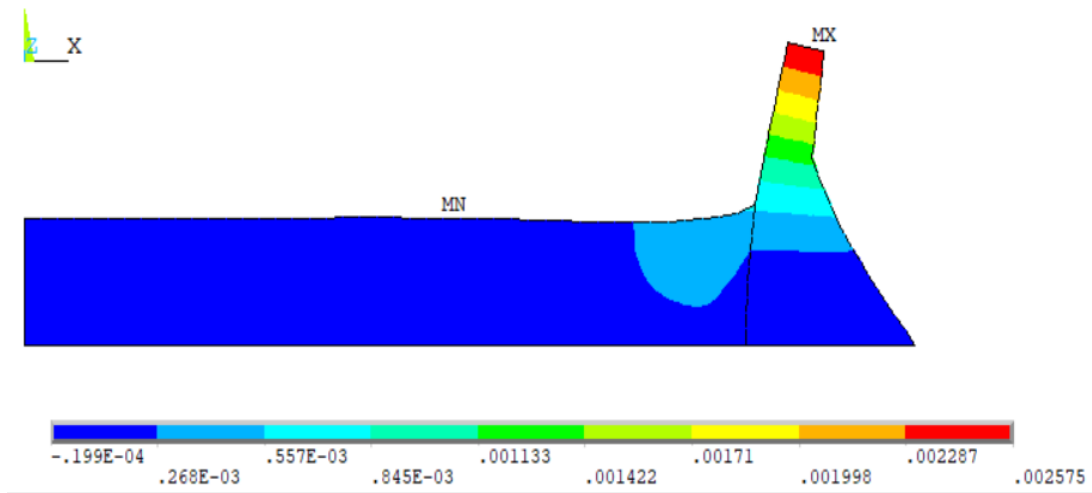
Figure IV-7: Variation déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage en face amont pour le cas du barrage à vide et du barrage plein et à moitié plein



c) a cas barrage seul.



a) Cas du barrage plein.



b) Cas du barrage à moitié plein.

Figure IV-8: contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage

IV.4.1.2. Variation des contraintes

Les figures (IV.9) et (IV.10) 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 1132590 N/m^2 , tandis que, elle atteint de 155594 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

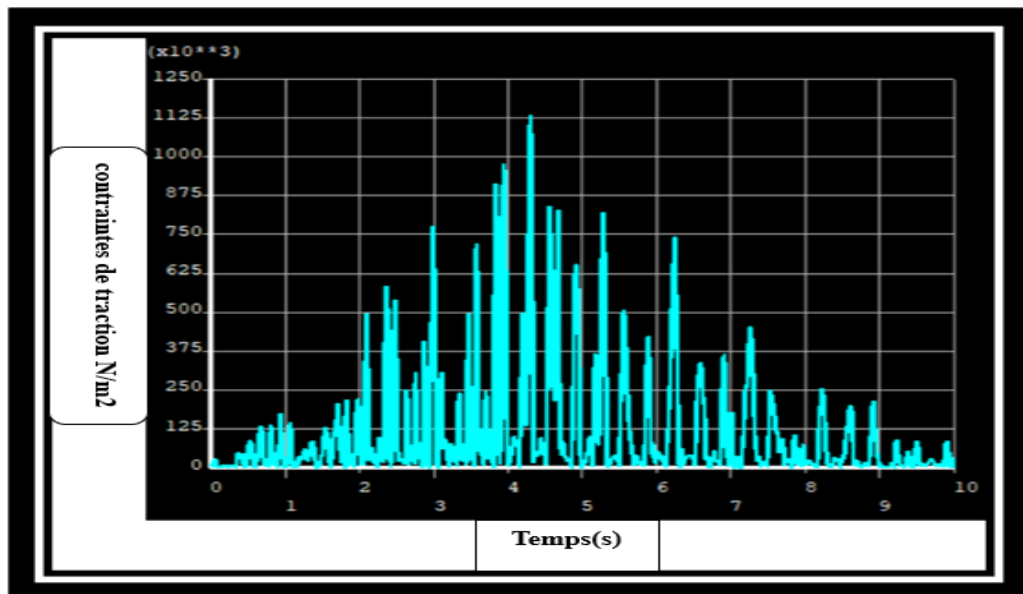


Figure IV-9: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage seul)

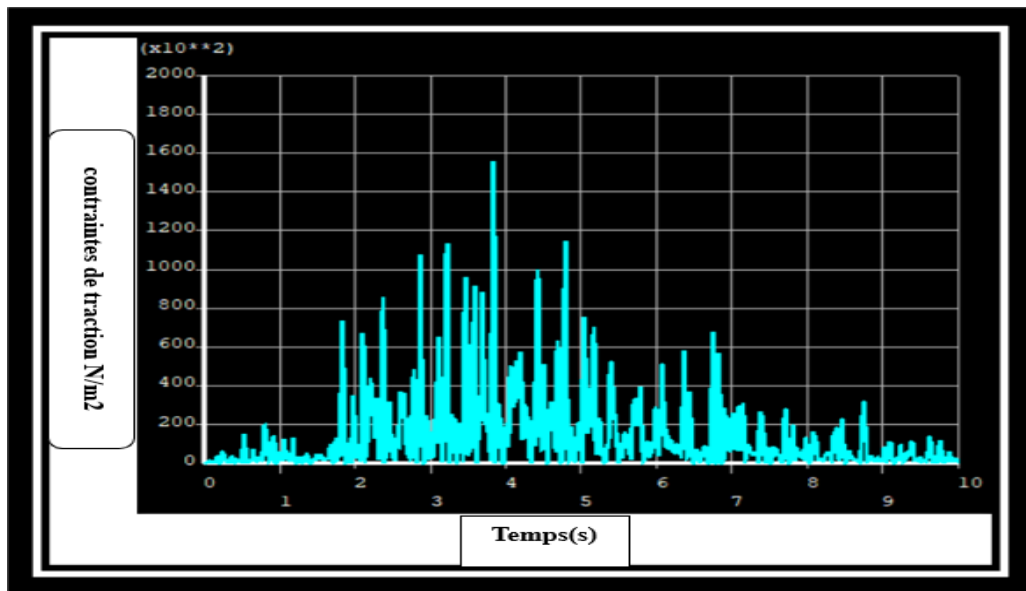


Figure IV-10: Variation des contraintes de traction en fonction du tem à la crête du barrage (a cas barrage seul).

Les figures (IV.11) (IV.12) 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 1311170 N/m^2 , tandis que, elle atteint de 140092 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

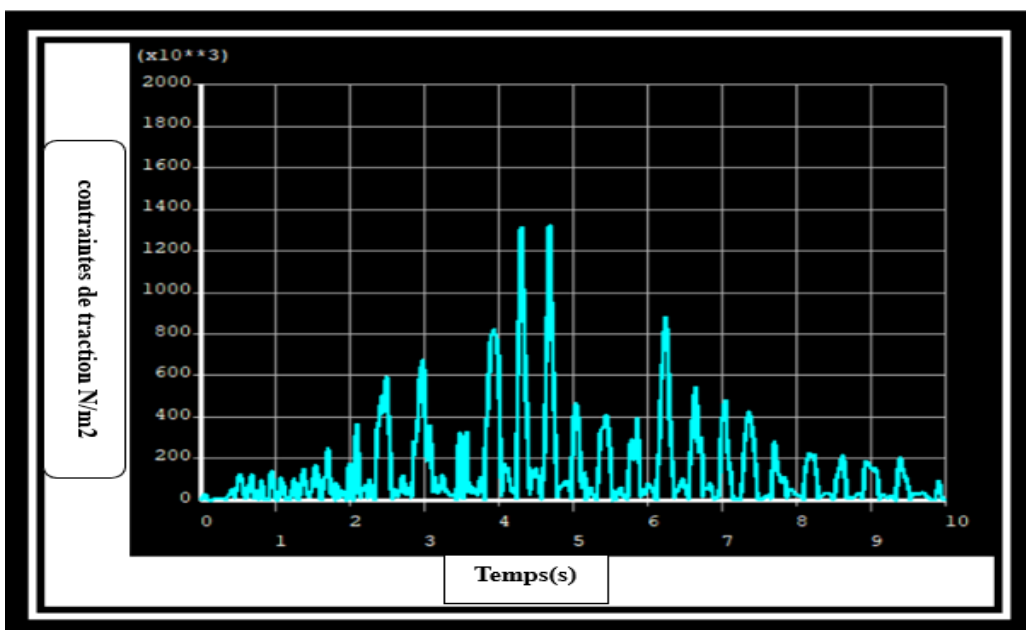


Figure IV-11: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir)

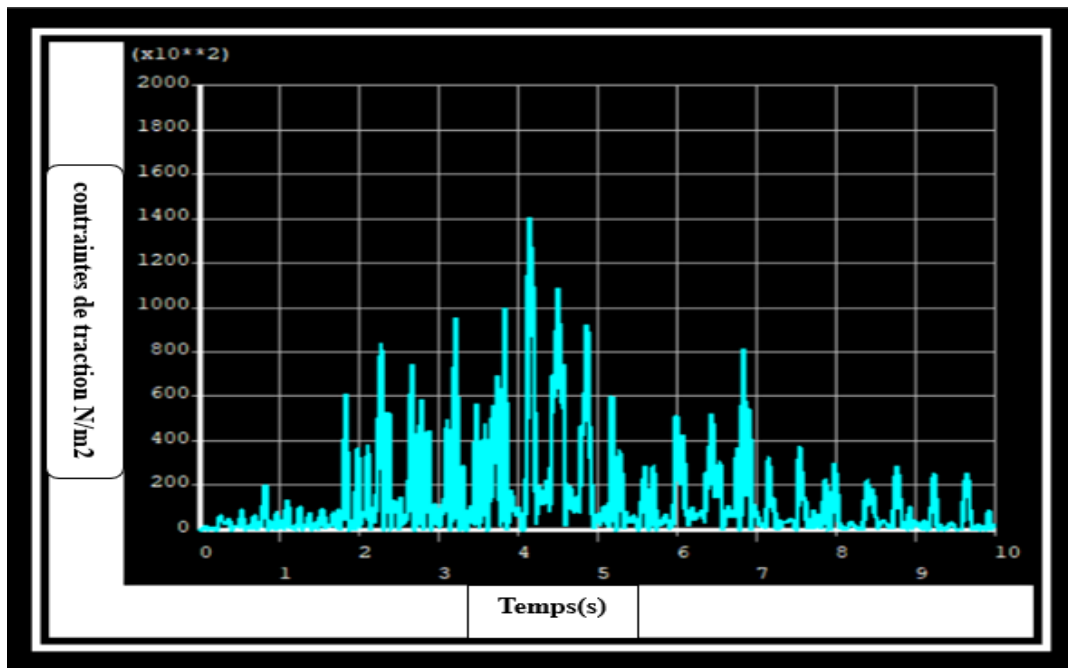


Figure IV-12: Variation des contraintes de traction en fonction du tem à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir)

Les figures (IV.13) et (IV.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 1096080 N/m^2 , tandis que, elle atteint de 195501 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de traction diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

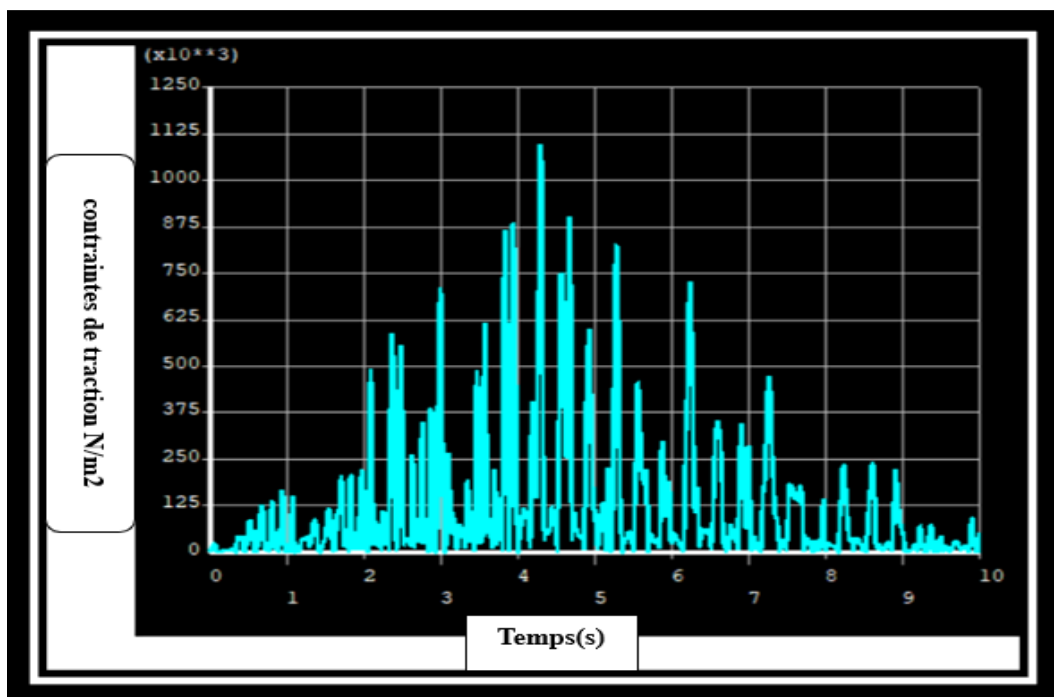


Figure IV-13: Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-réservoir à moitié plein)

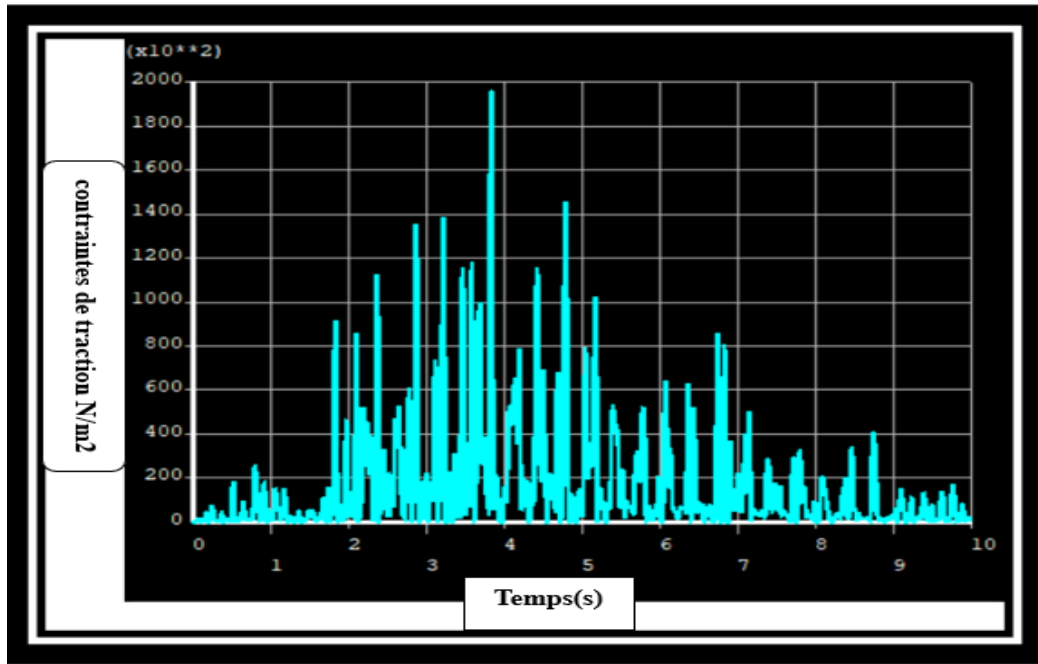


Figure IV-14 : Variation des contraintes de traction en fonction du temps à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir à moitié plein)

Les figures (IV.15) et (IV.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 compression au pied atteint de -1122900 N/m^2 , tandis que, elle atteint de 133689 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de compression diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

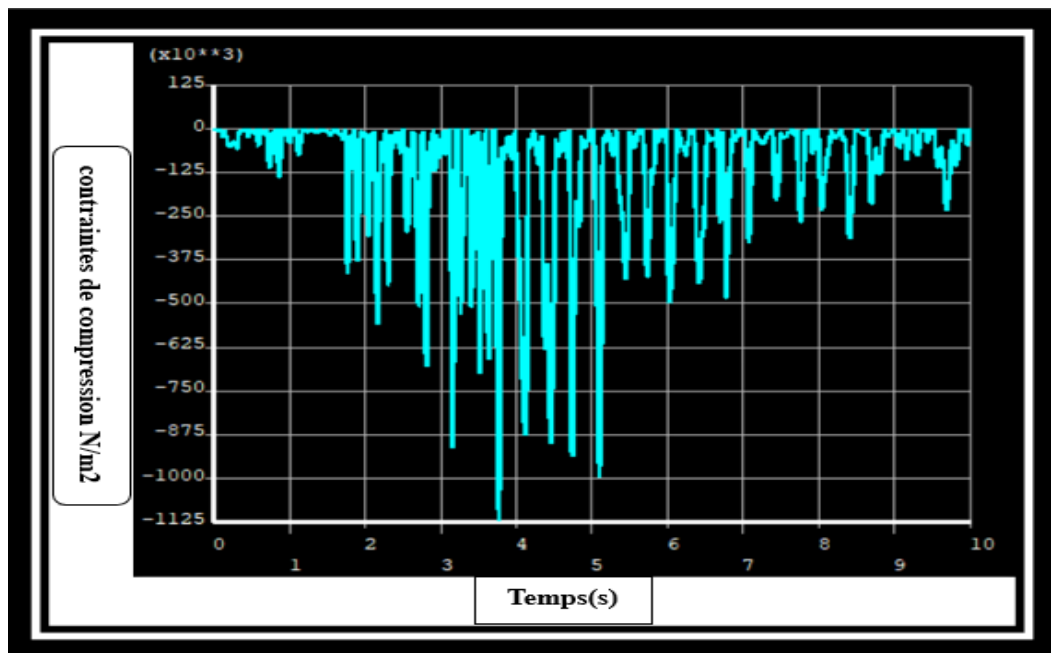


Figure IV-15: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage seul)

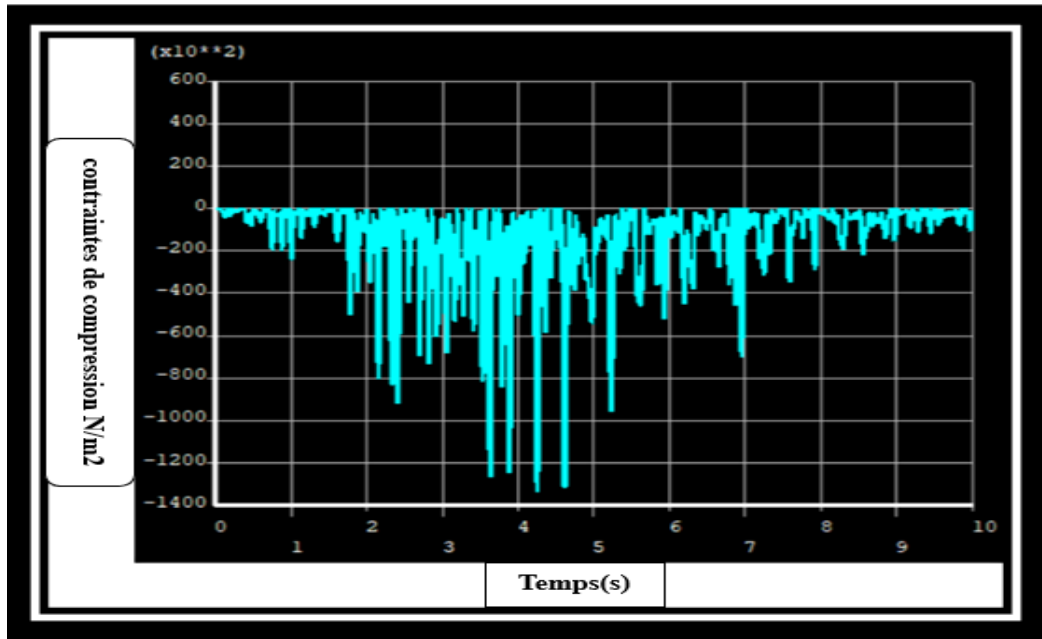


Figure IV-16: Variation des contraintes de compression en fonction du temps à la crête du barrage (a cas barrage seul).

Les figures (IV.17) (IV.18) 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 compression au pied atteint de -1271970 N/m², tandis que, elle atteint de -117168 N/m² à la crête du barrage. Les contraintes principales de compression diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

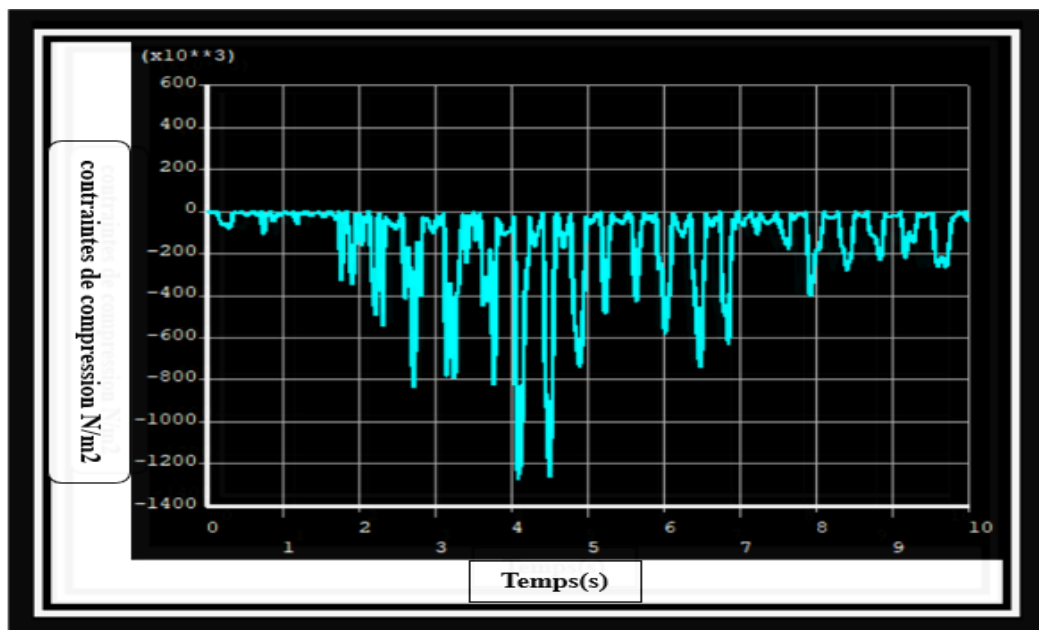


Figure IV-17: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir)

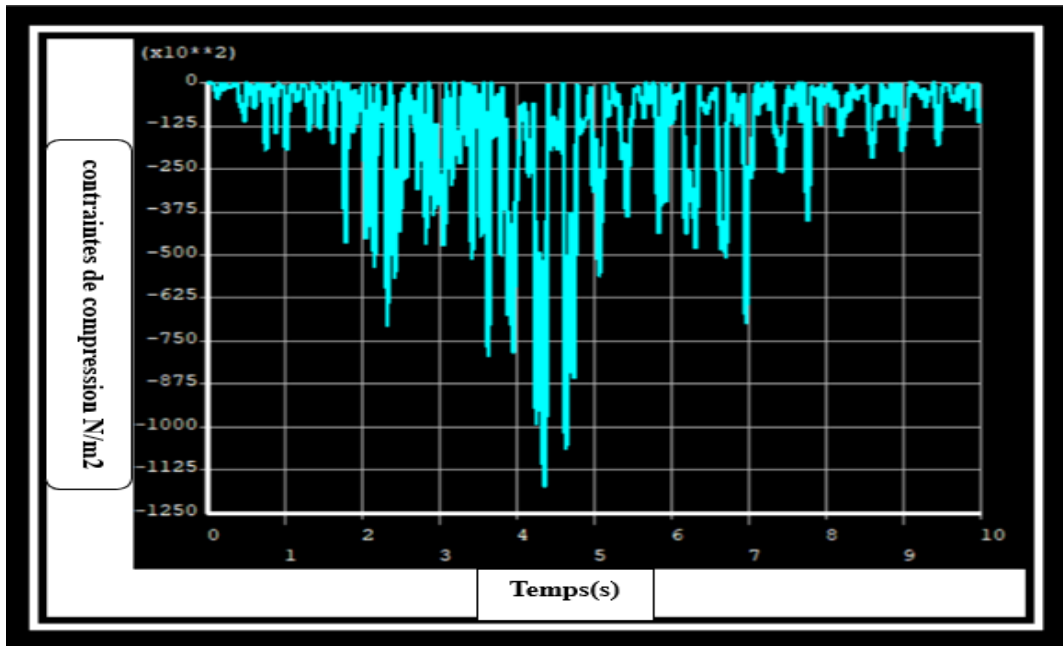


Figure IV-18: Variation des contraintes de compression en fonction du tem à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir)

Les figures (IV.19) et (IV.20) 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 compression au pied atteint de -1046560 N/m^2 , tandis que, elle atteint de -168868 N/m^2 à la crête du barrage. Les contraintes principales de compression diminuent en s'éloignant de la base du barrage.

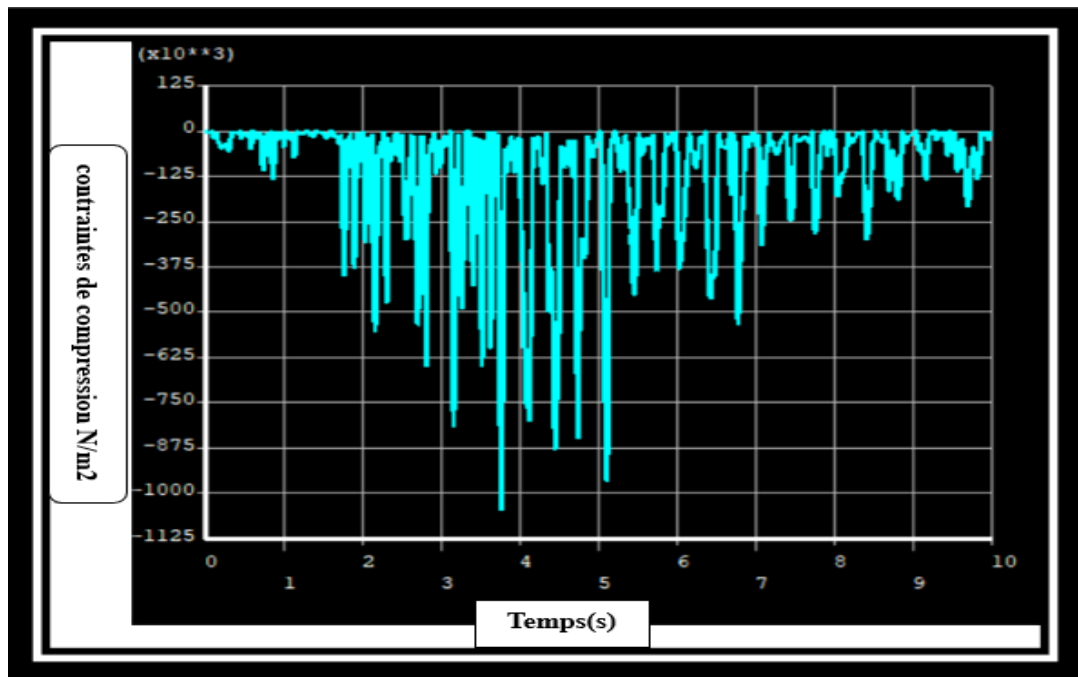


Figure IV-19: Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied du barrage (a cas barrage-reservoir à moitié plein)

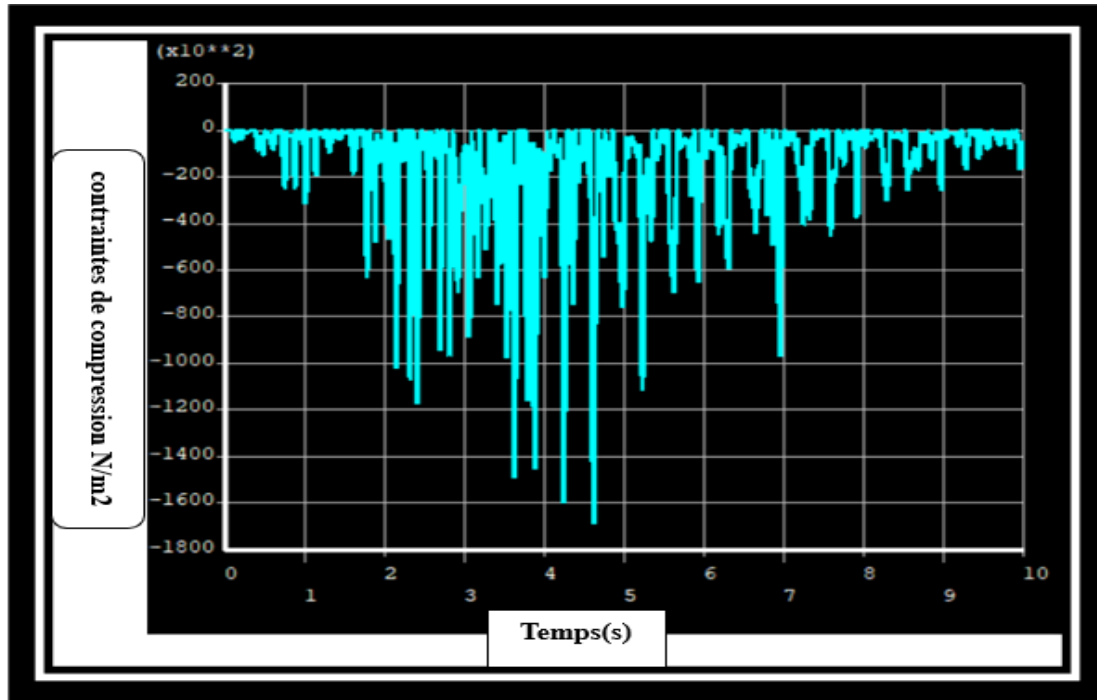


Figure IV-20: Variation des contraintes de compression en fonction du temps à la crête du barrage (a cas barrage-réservoir à moitié plein)

Les Figures (IV.21.22.23.24.25.26) représentent les contours des contraintes principales de traction et de compression maximales dans la face amont du barrage pour les cas du barrage à vide et plein et moitié plein. On observe que les contraintes principales maximales obtenues dans le cas du barrage plein sont plus élevées que celles obtenues dans le cas du barrage à vide en raison de l'effet de la pression hydrostatique et hydrodynamique de l'eau du réservoir. De plus, les contraintes principales maximales se produisent dans la région médiane de la crête du barrage, dans les parties supérieure et inférieure le long de l'axe central de symétrie et dans les régions d'extrémité supérieure du barrage.

Les figures (IV.21 et (IV.22) et (IV.23) montrent les contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir-barrage seul, respectivement.

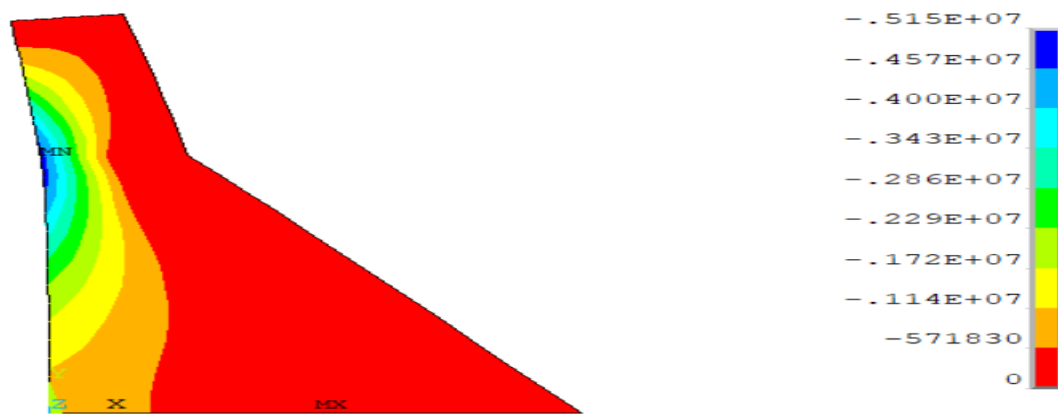


Figure IV-21: Contours des contraintes principales de compression du système barrage seul

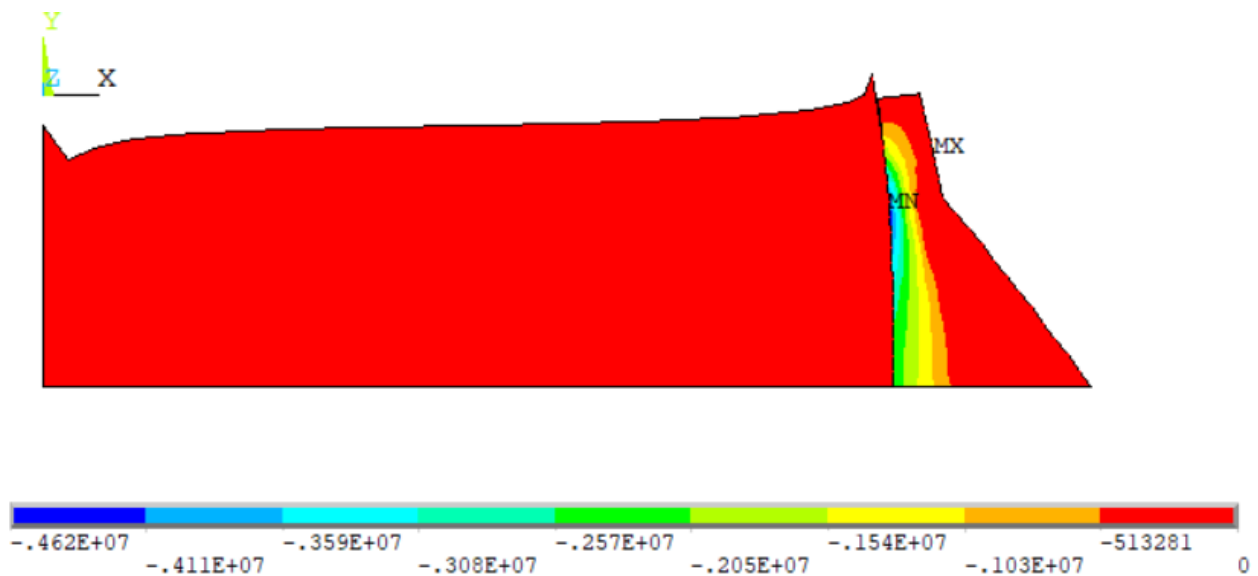


Figure IV-22: Contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir

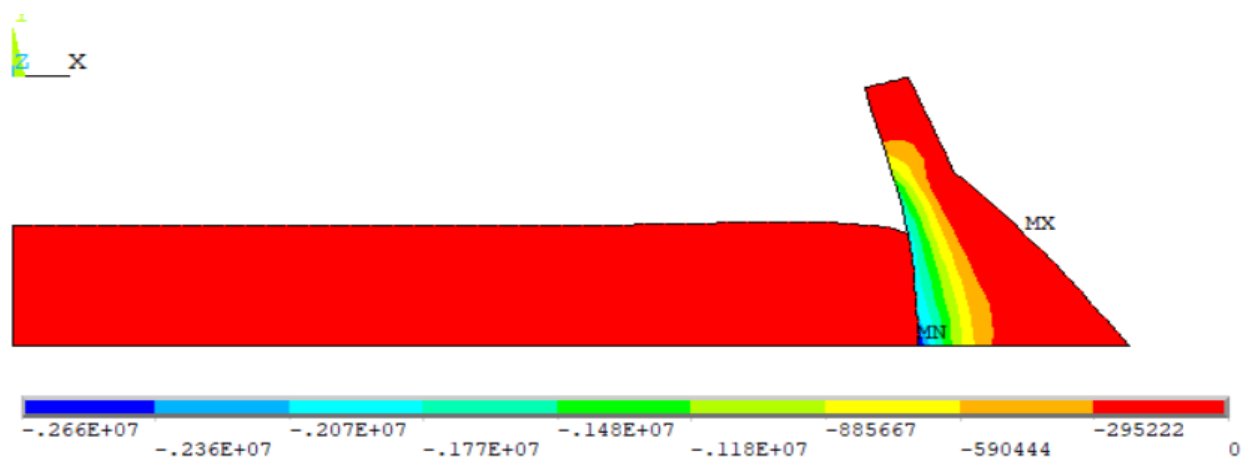


Figure IV-23 : Contours des contraintes principales de compression du système barrage-réservoir (a cas à moitié plein)

Les figures (IV.24.25.26) montrent les contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir, respectivement.

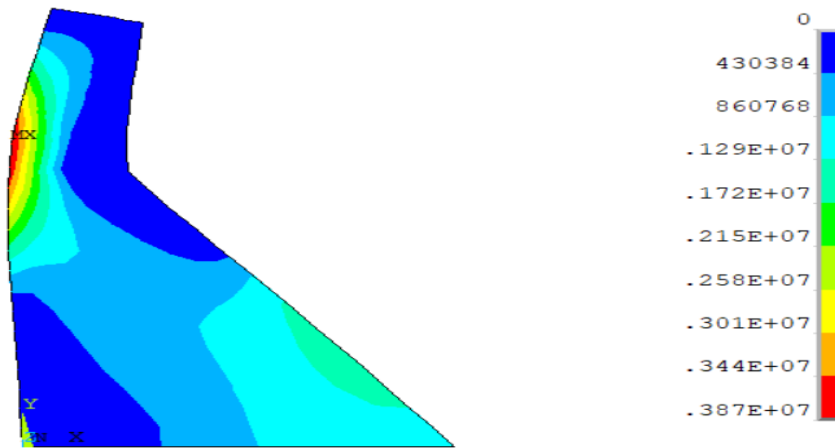


Figure IV-24: Contours des contraintes principales de traction du système barrage seul

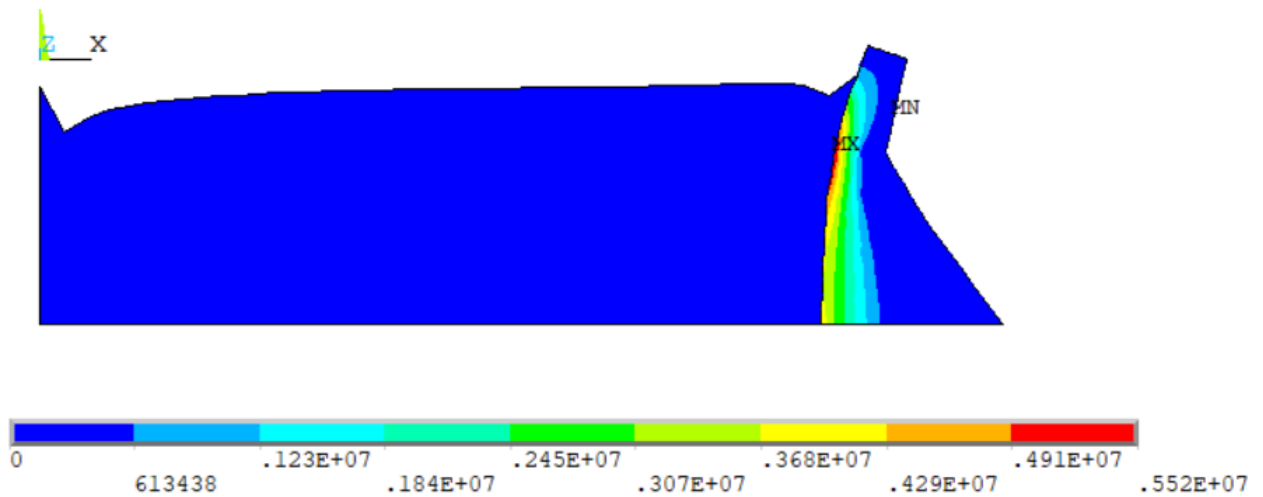


Figure IV-25 : Contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir

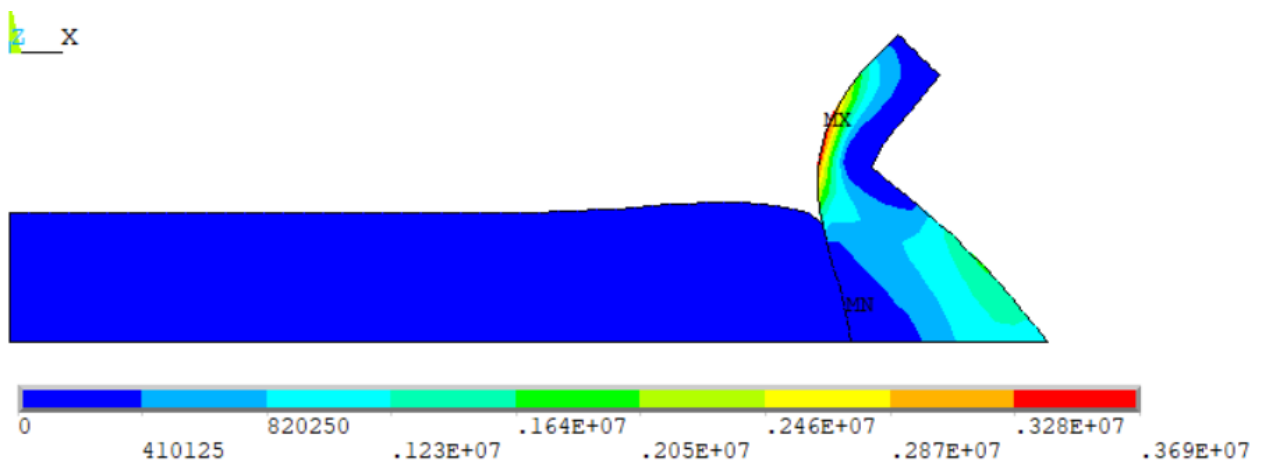


Figure IV-26: Contours des contraintes principales de traction du système barrage-réservoir

IV.5. Conclusion

À partir des études réalisées dans ce chapitre, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le phénomène d'interaction fluide-structure augmente les déplacements horizontaux et les déformations du barrage.
- Une diminution du contrainte toute en s'approchant de la crête.

La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir augmente les contraintes principales dans le corps du barrage

Conclusion

Conclusion en générale

Cette étude présente la réponse sismique non linéaire du barrage poids en béton de koyna en tenant compte du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure. Pour cela, une étude numérique en deux dimensions (2D) de l'effet de l'interaction hydrodynamique et du glissement de l'eau le long de l'interface barrage-réservoir est réalisée. La pression hydrodynamique du fluide du réservoir est modélisée à l'aide d'éléments finis fluides basés sur l'approche lagrangienne. Le modèle Drucker-Prager est utilisé dans l'analyse non linéaire pour le béton du corps du barrage.

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

- Le phénomène d'interaction fluide-structure augmente les déplacements horizontaux du barrage.
- La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir augmente les contraintes principales dans le corps du barrage.
- 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.

En perspective, nous suggérons, la prise en compte de l'effet du contact de frottement à l'interface barrage-réservoir sur la réponse dynamique des Barrages-Poids en béton.

Reference bibliographie

Référence bibliographie

ANSYS Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA (2009).

A. Pecker. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, 1984.

Chakrabarti, P, and Anil K Chopra. "Earthquake Analysis of Gravity Dams Including Hydrodynamic Interaction." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2, no. 2 (1973): 143-60.

Darbre, GR. State of Practice in Earthquake Analysis of Concrete Dams. Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, 6th–11th September, 1998.

Feltrin, Glauco. Absorbing Boundaries for the Time-Domain Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Systems. Vol. 232 : ETH Zurich, 1997.

Heragmi, Ali. "Choix Et Conception De L'organe De L'etancheite Des Barrages En Terrebarrage El-Agrem Jijel." Annaba, 2009.

ILYAS, MADANI. "Etude De La Stabilité À Long Terme D'un Barrage Rigide, Cas Barrage El'ksob, M'sila." UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE, 2016.

LE DELLIOU, Patrick LE. "Delliou, Les Barrages, Conception Et Maintenance." ENTPE presses universitaire de Lyon (2003).

Liu, Yaowu, and Kuan Chen. "A Two-Dimensional Mesh Generator for Variable Order Triangular and Rectangular Elements." *Computers & structures* 29, no. 6 (1988): 1033-53.

LOUNIS, Guechari. "Réponse Sismique Des Tours De Prise D'eau." Université de Béjaia-Abderrahmane Mira, 2010.

Manual, ANSYS User's. "Swanson Analysis Systems." Inc., Volumes I, II, III, IV, Revision 5, no. 0 (1994).

Mokhtar, Messaad. "Analyse De La Réponse Sismique Des Barrages En Béton Compte Tenu De L'interaction Dynamique Sol-Structure-Fluide." Faculté des Sciences et de la technologie, 2022

Norak, P, AIB Moffat, C Nalluria, and R Narayanan. *Hydraulic Structures* P. Novak. 2007.

Ohayon, R. "Vibrations of Fluid-Structure Coupled Systems." *The finite element method in the 1990's: A Book Dedicated to OC Zienkiewicz* (1991): 357-66.

Ouzandja, Djamel. "Three-Dimensional Nonlinear Seismic Response of Oued Fodda Concrete Gravity Dam considering Contact Elements at Dam-Reservoir Interaction Interface." (2017).

Ouzandja, Djamel, Fatiha BENKECHIDA, Toufiq OUZANDJA, and Hamza BELHADED. *Study of Dynamic Soil-Structure Interaction of Concrete Gravity Dams. Proceeding of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.*

OUZANDJA, Djamel, and Mokhtar MESSAAD. "Effect of Dynamic Fluid-Structure Interaction Phenomenon on Earthquake Response of Concrete Gravity Dams-Case Study : Oued Fodda Dam Effet Du Phénomène D'interaction Dynamique Fluide-Structure Sur La Réponse Sismique Des Barrages-Poids En Béton-Étude De."

Ouzandja, Djamel, and Boualem Tiliouine. "Effects of Dam–Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams." *Arabian Journal for Science and Engineering* 40 (2015): 3047-56.

Ouzandja, Djamel, Boualem Tiliouine, and Toufiq Ouzandja. *Nonlinear Seismic Response of Concrete Gravity Dams. Numerical Analysis of Nonlinear Coupled Problems: Proceedings of the 1st GeoMEast International Congress and Exhibition, Egypt 2017 on Sustainable Civil Infrastructures 1: Springer, 2018.*

Pinsky, Peter M, and Najib N Abboud. "Two Mixed Variational Principles for Exterior Fluid-Structure Interaction Problems." *Computers & structures* 33, no. 3 (1989): 621-35.

Quintela, António C, AN Pinheiro, AS Gomes, JR Afonso, JM Almeida, and MS Cordeiro. "Curso De Exploração E Segurança De Barragens." Instituto da Água, Lisboa (2001).

SEGHIR, Tarek. "Modelisation Du Comportement Dynamique Du Barrage En Terre Sous Charges Sismiques." Université de Batna 1-Hadj Lakhder, 2014.

Serafim, JL. "A Note on the Earthquake Performance of Arch Dams." Beijing, China (1987).

Tiliouine, B, and A Seghir. *Fluid-Structure Models for Dynamic Studies of Dam-Water Systems. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, 1998.*

Westergaard, Harold Malcolm. "Water Pressures on Dams During Earthquakes." Transactions of the American society of Civil Engineers 98, no. 2 (1933): 418-33.

Zienkiewicz, OC. Coupled Vibrations of a Structure Submerged in a Compressible Fluid. Proc. of Symposium on Finite Element Techniques Held at the University of Stuttgart, 1969.

Résumé :

La prédiction de la réponse dynamique d'un barrage-poids en béton et de son interaction avec le réservoir d'eau est un défi majeur. L'objectif de ce travail est de présenter l'effet du taux de remplissage du réservoir d'eau sur la réponse dynamique des barrages-poids en béton de Koyna, situé dans (Maharashtra India). est investigué dans la présente étude. Les analyses sismiques sont effectuées à la fois pour le cas du barrage à vide et du barrage plein afin et du barrage à moitié plein de présenter l'effet de la pression hydrodynamique de l'eau du réservoir sur le comportement sismique du barrage en béton. Les modèles à deux dimensions sont créés par le Code ANSYS pour modéliser le corps du barrage et le réservoir d'eau.

Mots clés : barrage-poids en béton, interaction fluide structure, la réponse sismique, méthode éléments finis, ANSYS.

Abstract:

Predicting the dynamic response of a concrete weight dam and its interaction with the water reservoir is a major challenge. The objective of this work is to present the effect of water tank filling rate on the dynamic response of Koyna concrete dam-weights, located in (Maharashtra India Wilaya). is investigated in this study. Seismic analyses are carried out for both the empty and full dams in order to present the effect of the hydrodynamic pressure of the reservoir water on the seismic behaviour of the concrete dam. A two-dimensional model using the ANSYS Code is created to model the dam body and water tank.

Keywords: concrete weight barrier, structure fluid interaction, seismic response, finite element method, ANSYS

ملخص:

يمثل التنبؤ بالاستجابة الديناميكية لسد الوزن الخرساني وتفاعله مع خزان المياه تحديًا كبيرًا. الهدف من هذا العمل هو تقديم تأثير معدل تعبئة خزانات المياه على الاستجابة الديناميكية لأوزان السدود الخرسانية كوينا، الموجودة في (ولاية ماهاراشترا الهند) في هذه الدراسة. يتم إجراء تحليلات زلزالية لكل من السدود الفارغة والكاملة ونصف كاملة من أجل عرض تأثير الضغط الهيدروديناميكي لمياه الخزان على السلوك الزلزالي للسد الخرساني. يتم إنشاء نموذج ثنائي الأبعاد باستخدام رمز ANSYS لنمذجة جسم السد وخزان المياه.

الكلمات المفتاحية: وزن السد الخرساني، تفاعل سائل الهيكل، الاستجابة الزلزالية، طريقة العناصر المحدودة،

ANSYS