

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



École Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil



Laboratoire de Génie Sismique & Dynamique des Structures

Mémoire de Master

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil

Présenté par :

ISSELNANE Ali

Intitulé :

Étude paramétrique des effets d'interaction sismique fluide-barrage avec prise en compte du fond absorbant

Soutenu publiquement le **16/06/2015** devant le jury composé de :

Président :	B. TILIOUINE	Professeur	ENP
Encadreurs :	D. CHERID	M.A.A	ENP
	H. MOHABEDDINE	M.A.A	ENP
Examineurs :	M. HAMMOUTENE	Professeur	ENP
	A. TADJADIT	M.A.A	ENP

ENP 2015

Remerciements

En premier lieu et avant toute chose, Louange et Action de Grace à Allah le tout puissant pour toutes ses grâces et ses faveurs, pour m'avoir accordé la chance d'étudier à l'École Nationale Polytechnique et m'avoir donné le courage et la force d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier mes deux directrices de thèse M^{me} D. CHERID et M^{me} H. MOHABEDDINE pour m'avoir soutenu et orienté tout au long de ce travail. J'adresse également mes plus vifs remerciements au Pr. B. TILIOUINE, pour son implication effective, ses conseils, ses explications, et son dévouement moral et éthique. Je remercie également le Pr. M. HAMMOUTENE et Mr. A. TADJADIT pour le temps et l'attention qu'ils auront consacrés pour examiner ce travail.

Qu'il me soit permis d'adresser ma profonde gratitude à tout le corps enseignant de l'ENP, en particulier, à tous les enseignants du département Génie Civil qui ont tous contribué à ma formation d'Ingénieur et qui, je n'en doute pas, n'ont ménagé aucun effort pour accomplir leur noble mission de formateur.

Je remercie également, les responsables de l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), pour leurs concours et pour nous avoir transmis les données nécessaires afin de mener à bien ce travail.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à toutes les personnes ayant contribué de près comme de loin à l'aboutissement de mon projet de fin d'études.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

Mes parents,

Mes frères et sœurs,

Ainsi qu'à toute ma famille et à tous mes amis.

Louanges et Grâce à Dieu tout puissant et vive la patrie...

ملخص

هذه المذكرة تحتوي على تحليل أثر الضغط الديناميكي المائي المتولد عن الاهتزازات الزلزالية الممارسة على السطح الأمامي للسدود، وكذلك تقييم الضغوطات الهيدروديناميكية عن طريق برامج رقمية. وكذلك سنقوم بدراسة تأثير تفاعل الجملة المائع-هيكل وتأثير تفاعل الخلفية الماصة على الخصائص الديناميكية للسد الثقلي عن طريق دراسة عددية.

مفتاحية: سد ثقلي، تأثير مائع-هيكل، خلفية ماصة، الضغط الديناميكي المائي، دراسة عددية.

Résumé

L'effet des surpressions hydrodynamiques exercées sur les parements amont des barrages soumis aux mouvements sismiques du sol, constitue un facteur important dans la conception de ces structures. Dans ce présent travail, il sera question de l'élaboration d'un programme pour l'évaluation des pressions hydrodynamiques. Par ailleurs, une comparaison de la distribution des pressions hydrodynamiques a été faite. Enfin, une étude paramétrique sera réalisée afin de déterminer l'effet des différents éléments intervenant dans le calcul des surpressions.

Mots clés : Barrage-poids, évaluation, pressions hydrodynamique, fond absorbant, étude paramétrique.

Abstract

The effect of hydrodynamic pressures exerted on the upstream facings of dams subjected to earthquake ground motion is an important factor in the design of these structures. In this present work, we will discuss the development of a program for the evaluation of hydrodynamic pressures. Furthermore, a comparison of the distribution of the hydrodynamic pressure has been made. Finally, a parametric study will be conducted to determine the effect of various elements in the calculation of hydrodynamic pressures.

Key words: Gravity dam, evaluation, hydrodynamic pressures, absorptive reservoir bottom, parametric study.

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

1.1	Introduction	3
1.2	Définition du barrage	3
1.3	Rôles des barrages	3
1.4	Particularités	4
1.5	Les différents types de barrages.....	4
1.5.1	Introduction.....	4
1.5.2	Barrage en béton	4
1.5.3	Barrage en remblai.....	6
1.6	Actions et sollicitations.....	7
1.6.1	Charges permanentes	8
1.6.2	Charges variables.....	8
1.6.3	Charges exceptionnelles.....	8
1.7	Condition de stabilité.....	9
1.7.1	Sécurité au reversement	9
1.7.2	Sécurité au glissement	9
1.8	Comportement d'un barrage-poids en cas de séisme	10
1.9	Conclusion.....	11

CHAPITRE II : LES SEISMES

2.1	Introduction	13
2.2	Origine et causes du séisme	13
2.3	Ondes sismiques	14
2.3.1	Les ondes de volume.....	14
2.3.2	Les ondes de surfaces	15
2.4	Intensité et magnitude d'un séisme	17
2.4.1	Intensité.....	17
2.4.2	Magnitude.....	18
2.5	Conclusion.....	19

CHAPITRE III : PRESSIONS HYDRODYNAMIQUES

3.1	Introduction	21
3.2	Méthode de WESTERGAARD	21
3.3	Solution analogique de ZENGAR	23
3.4	Solutions numériques	24
3.4.1	La méthode des différences finies	24
3.4.2	La méthode des éléments finis.....	24
3.5	Conclusion.....	25

CHAPITRE IV : FORMULATION DES PRESSIONS HYDRODYNAMIQUES

4.1	Introduction	27
4.2	Système considéré.....	27
4.3	Equation du mouvement	28
4.4	Coefficient de réflexion d'onde.....	29
4.5	Cas d'une excitation harmonique	30
4.6	Approximation des valeurs propres.....	33
4.7	Pressions en amont du barrage	35
4.8	Codes de calcul.....	37
4.8.1	Méthode exacte.....	37
4.8.2	Méthode approchée.....	39
4.9	Résultats	39
4.10	Conclusion.....	40

CHAPITRE V : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

5.1	Introduction	42
5.2	Système considéré.....	42
5.3	Influence du coefficient de réflexion d'onde α	42
5.4	Influence de la rigidité du barrage	44
5.5	Influence de la fréquence d'excitation	45
5.6	Influence de la limite de rayonnement.....	47
5.7	Conclusion.....	48

CONCLUSION GÉNÉRALE

ANNEXE A : MÉTHODE DE NEWTON-RAPHSON

1.1	Introduction	53
-----	--------------------	----

1.2	Méthode de Newton-Raphson.....	53
1.3	Code de calcul	54
Bibliographie		

Liste des figures

Fig 1.1 Coupe 2D barrage poids.	5
Fig 1.2 Barrage à contrefort de Daniel Johnson au Canada.	5
Fig 1.3 Coupe 2D barrage voute.	6
Fig 1.4 Sollicitations barrage poids.	7
Fig 2.1 Plaques tectoniques.	13
Fig 2.2 Schéma épicentre et foyer.	14
Fig 2.3 Effet des ondes P sur le milieu traversé.	15
Fig 2.4 Effet des ondes S sur le milieu traversé.	15
Fig 2.5 Effet des ondes de Love sur le milieu traversé.	16
Fig 2.6 Effet des ondes de Rayleigh sur le milieu traversé.	16
Fig 3.1 Poussée de WESTERGAARD.	22
Fig 3.2 Valeurs du coefficient Ke en fonction de l'inclinaison du parement amont. ...	23
Fig 4.4.1 Système barrage réservoir.	27
Fig 4.2 Algorithme méthode exacte.	38
Fig 4.3 Algorithme méthode approchée.	39
Fig 4.4 Distribution des pressions hydrodynamiques sur la face amont du barrage, Méthode approchée (ligne discontinue), Méthode exacte (ligne continue), pour $\alpha=0,50$	40
Fig 5.1 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs de α	43
Fig 5.2 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs de Es	44
Fig 5.3 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs du rapport des fréquences $\omega_n/\bar{\omega}$	46
Fig 5.4 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs de la limite de rayonnement L	47
Fig A.1 Illustration graphique de la méthode de Newton-Raphson.	53

Liste des tableaux

Tab 2.1 Echelle de Mercalli modifiée.	17
Tab 2.2 Echelle de Richter.....	18
Tab 5.1 Valeurs du coefficient α	42
Tab 5.2 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différents α	43
Tab 5.3 Valeurs du module de Young du corps du barrage.	44
Tab 5.4 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différents E_s , pour $\alpha = 0.25$	45
Tab 5.5 Valeurs du rapport des fréquences utilisées.	45
Tab 5.6 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différents rapports de fréquence $\omega_n/\bar{\omega}$, pour $\alpha=0.25$	46
Tab 5.7 Valeurs de la limite de rayonnement L utilisées.	47
Tab 5.8 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différentes valeurs de la limite de rayonnement, avec $\alpha=0.25$	48

Liste des symboles

- a = Coefficient d'accélération sismique horizontal au niveau du site.
- C = Vitesse des ondes de pression dans l'eau.
- C_e = Coefficient de WESTERGAARD.
- E_s = Module d'élasticité de Young du corps du barrage en béton.
- F = Force hydrodynamique (*Unité kN*).
- g = Accélération de la gravité (*Unité m/s²*).
- H = Hauteur d'eau du réservoir (*Unité m*).
- H_s = Hauteur du barrage (*Unité m*).
- L = Limite de rayonnement (*Unité m*).
- L_1 et \tilde{L}_1 = Coefficients de charges généralisées.
- M_1 et \tilde{M}_1 = Coefficients de masses généralisées.
- $m_s(x, y)$ = Distribution de masse de béton du barrage.
- $p(y)$ = Pression hydrodynamique appliquée sur la face amont du barrage (*Unité tonne/m*).
- q = Coefficient d'admittance (*Unité s/m*).
- t = Temps (*Unité s*).
- $v(x, y, t)$ = déplacement horizontal relativement à sa base en fonction du temps.
- x = Coordonné suivant la largeur du barrage (*Unité m*).
- y = Coordonné suivant la hauteur du barrage (*Unité m*).
- α = Coefficient de réflexion d'ondes aussi appelé coefficient d'absorption (*sans unité*).

ϕ = Déformée prescrite du barrage au mode fondamental de vibration
(sans unité).

ω_n = Pulsation de vibration naturelle du barrage (Unité rad/s).

$\bar{\omega}$ = Pulsation d'excitation (Unité rad/s).

ρ_w = Masse volumique de l'eau (Unité kg/m³).

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'évaluation des pressions hydrodynamiques exercées sur la face amont des barrages est d'une importance capitale dans le design de telles structures en région sismique. Depuis les premiers travaux classiques de Westergaard, la question de l'évaluation des pressions hydrodynamiques a attiré l'attention des chercheurs et a abouti à une pléthore de méthodes proposées. Allant de modèles en éléments finis aux développements de formules simplifiées pour une mise en pratique accélérée.

Cela dit, les modèles proposés arborent souvent des hypothèses simplificatrices qui éloignent au mieux les résultats obtenus de la réalité physique, notamment en négligeant la compressibilité de l'eau ou du fait de la non-prise en compte du fond absorbant du réservoir. De récentes recherches [1] menées notamment avec la prise en compte de ces deux paramètres sus cités démontrent leur impact sur la distribution des pressions hydrodynamiques.

Dans ce travail, nous nous efforcerons de présenter la mécanique du problème et nous présenterons par la même, deux méthodes de résolutions pour l'évaluation des suppressions hydrodynamiques. La première méthode s'appuie sur une résolution numérique par l'application de la méthode de Newton-Raphson. La seconde, est basée sur un ensemble de simplifications de calcul et aboutie à une formulation algébrique. Dès lors, une comparaison des résultats des deux méthodes obtenues est faite.

Il sera aussi question de l'évaluation des effets isolés de chaque paramètre sur la distribution des pressions hydrodynamiques et ce par le biais d'une étude paramétrique. Nous étudierons notamment l'effet du fond absorbant, la période d'excitation, de la rigidité du corps du barrage ainsi que l'effet de la limite de rayonnement.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

1.1 Introduction

De tout temps et à travers tout lieu, l'homme a toujours cherché à disposer de réserves d'eau non seulement pour assurer ses besoins vitaux et économiques, mais aussi pour se prémunir et se protéger contre les crues et l'érosion.

1.2 Définition du barrage

Par définition, un barrage est un ouvrage hydraulique qui « barre » sur toute la largeur, une section d'une vallée et crée ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche.

Par ailleurs, ces pyramides utiles possèdent des propriétés qui leur sont singulières au regard du reste de la palette d'ouvrages en Génie Civil. Ce sont des structures complexes que l'on considère comme des systèmes.

Il n'existe pas de meilleure méthode pour leur construction. En réalité, la démarche de construction d'un barrage se veut évolutive, pragmatique et récursive et est propre à chaque barrage.

Enfin, la construction d'un barrage nécessite une équipe pluridisciplinaire d'Ingénieurs de toutes spécialités : Génie Civil, Hydraulique, Géologie en passant par le Génie de l'Environnement ; cela étant les aspects juridique et économique n'en sont pas moins importants bien au contraire.

1.3 Rôles des barrages

Le fait d'entreprendre la construction d'un barrage n'est pas pris à la légère et doit faire l'objet d'une réflexion bien murie. Car cet acte influence et bouleverse l'environnement local du site d'implantation de l'ouvrage. Quant aux raisons principales qui motivent et justifient cette intervention, elles sont de deux types :

- **Stockage et réserves** : l'utilisation de l'eau pour sa consommation, exploitation du potentiel hydroélectrique pour la transformation d'énergie en passant par l'irrigation et le soutien à l'économie touristique et aux activités de loisir et de détente.
- **Protection** : le rôle d'un barrage et la raison de sa création est aussi motivée par le souhait de représenter une solution pour pallier aux problèmes de pénuries d'eau, d'inondation que rencontrent certaines régions sous couvert de différentes conditions climatiques.

1.4 Particularités

La réalisation d'un barrage nécessite des études préliminaires qui s'étalent souvent sur plusieurs années voir des décennies pour certain grand projet, en plus d'impliquer plusieurs disciplines de l'ingénierie.

Au-delà, l'aménagement d'un barrage requière la satisfaction des critères essentiels suivants :

- Le barrage doit être techniquement réalisable,
- Economiquement viable et justifiable,
- Socialement applicable,
- Et écologiquement défendable.

Des critères d'évaluation plus connus sous le terme de politique de développement durable.

1.5 Les différents types de barrages

1.5.1 Introduction

La nature des matériaux de construction des barrages est un fait déterminant dans le classement des barrages [2]. En effet, ces derniers se répartissent en deux grandes familles bien distinctes : la famille des barrages en remblai et celle des barrages en béton. Une première approche simplificatrice qui nous permet d'englober tous les types de barrages érigés à ce jour, mais comme toute simplification cette dernière reste assez floue quant aux spécifications de chaque type.

1.5.2 Barrage en béton

Les barrages en béton sont le plus souvent érigés sur des fondations rocheuses qui ont un module de déformation (*Module de Young*) très élevé. On distingue trois grands types de barrages. Cette classification des barrages se fait sur la base de critères tels que la forme adoptée, la nature de leur système statique et leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau.

1. Barrage-poids :

- Barrage-poids massif,
- Barrage-poids voute,
- Barrage en béton compacté au rouleau (*BCR*).

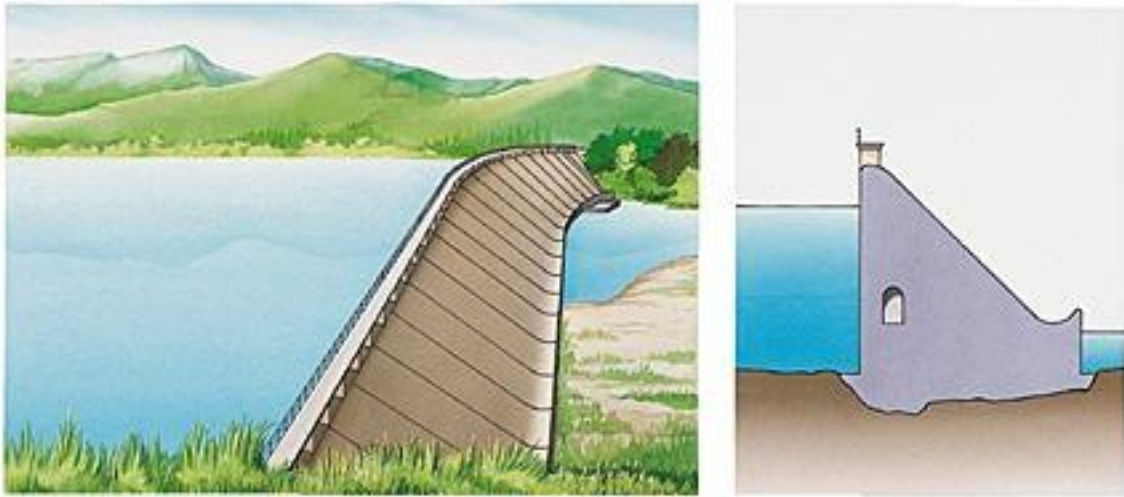


Fig 1.1 Coupe 2D barrage poids.

2. Barrage à contreforts (*Barrage à voutes multiples*)



Fig1.2 Barrage à contrefort de Daniel Johnson au Canada.

3. Barrage-voûte :

- Barrage à voûte épaisse,
- Barrage à voûte mince,
- Barrage à voûte à double courbure.

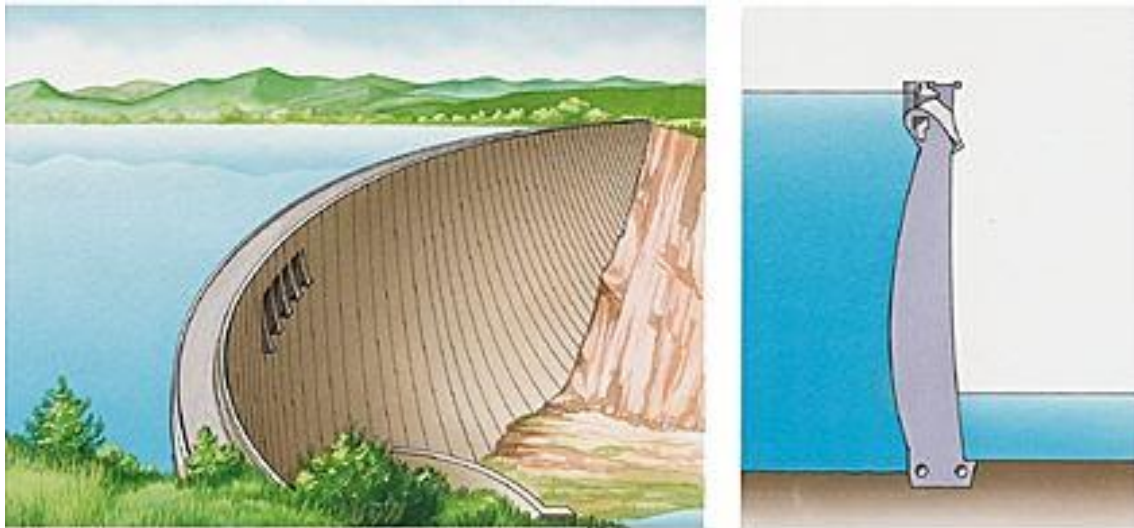


Fig 1.3 Coupe 2D barrage voûte.

Tous ces barrages ont certes un point commun, celui d'être construit en béton de masse non armé mis à part les barrages ayant des sections « minces » où l'effet de la température est prépondérant. Et pour lesquels, le recours à des armatures peut s'avérer nécessaire.

Par ailleurs, la géométrie de ces structures en béton est optimisée pour n'être soumise qu'à la compression, hormis les parties supérieures des barrages qui elles, peuvent être soumises à des effets de traction par flexion dus aux effets d'interaction qu'on abordera plus bas (*cf. chap.5*).

1.5.3 Barrage en remblai

Les barrages en remblai sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité de l'ouvrage. On distingue deux types de barrage en remblai : les barrages en terre et les barrages en enrochement (*matériau de carrière concassé*).

1. Barrage en terre :

- Barrage en terre homogène,
- Barrage en terre zonée,
- Barrage en terre et noyau d'argile,
- Barrage en terre à masque amont (*en béton ou en bitume*),
- Barrage en terre à membrane interne (*géotextile, bitume ou argile*).

2. Barrage en enrochement :

- Barrage en enrochement à noyau d'argile,
- Barrage en enrochement à masque amont (*en béton ou en bitume*),
- Barrage en enrochement à écran interne d'étanchéité en béton bitumeux.

On remarque que là encore ces barrages sus cités, ont un point commun ou plutôt un problème commun qui est celui de l'étanchéité. Pour résoudre ce problème chaque type de barrage arbore sa solution : parement des parois, mise en place de membranes en matériaux réputés pour être plus étanches que le sol en lui-même.

1.6 Actions et sollicitations

Au cours de sa construction et durant son exploitation le barrage sera soumis à des charges (*actions*) non négligeables qui vont agir sur sa structure propre et vont entraîner des contraintes et déformations.

Par soucis de clarté, les charges entrant dans les calculs de vérifications des barrages sont répartis en groupes ou familles de sollicitations. Les charges sont ainsi réparties selon leur mode d'application dans trois catégories. [2]

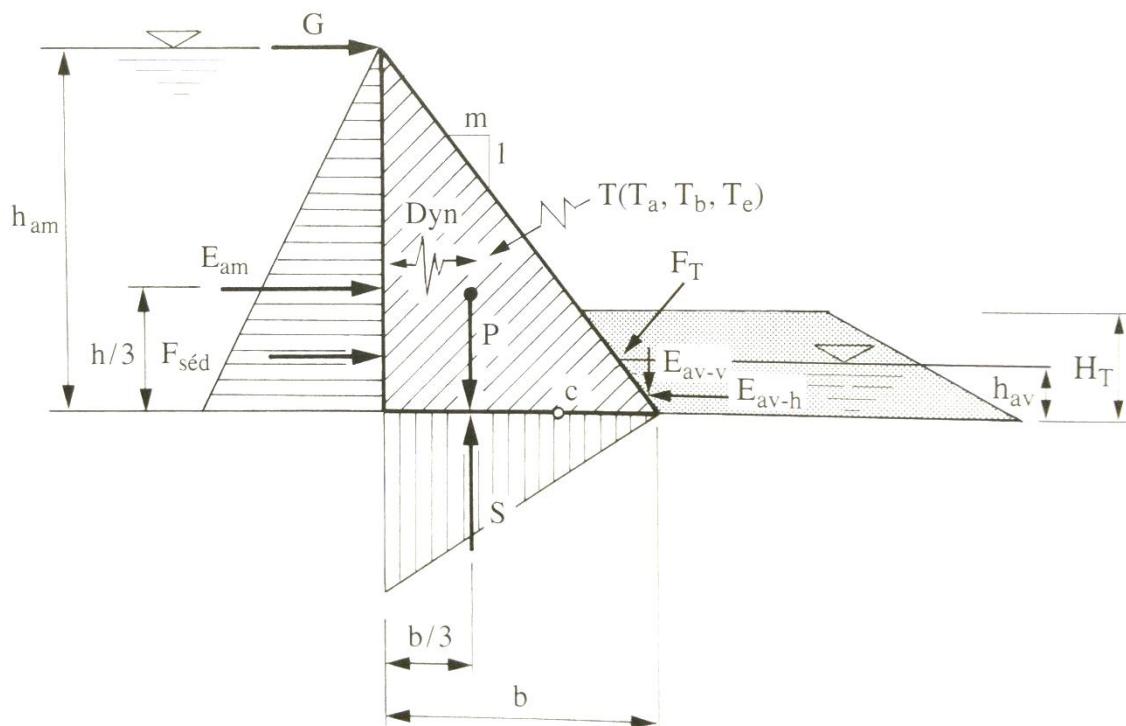


Fig 1.4 Sollicitations barrage poids [2].

1.6.1 Charges permanentes

Peuvent être considérées comme charges permanentes :

- Poids propre (*structure, vannes*),
- Poussée des terres (*remblai*),
- Éléments d'encrages.

En présence d'eau permanente :

- Poussée de l'eau,
- Sous-pressions,
- Pressions interstitielles.

1.6.2 Charges variables

Elles varient en fonction des conditions d'exploitation, d'autres sont fonction de conditions naturelles.

Peuvent être considérées comme charges variables :

- Poussée des eaux (*pressions hydrodynamiques*),
- Poussée des sédiments,
- Sous-pressions,
- Température du béton,
- Neige,
- Poussée des glaces,
- Charges roulantes.

1.6.3 Charges exceptionnelles

Elles surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents dont les effets peuvent être soudains ou de durée limitée.

Peuvent être considérées comme charges exceptionnelles :

- Crues,
- Séisme,
- Avalanche,
- Lave torrentielle,
- *Chute d'aéronef.*

1.7 Condition de stabilité

Trois principes fondamentaux gouvernent la statique des barrages poids [2].

- Le poids propre du barrage s'oppose à la poussée de l'eau par le frottement résultant sur la fondation ;
- Le béton du barrage non armé, ne supporte en principe aucune contrainte de traction, sous aucun cas de charge ;
- Chaque bloque est stable par lui-même.

1.7.1 Sécurité au reversement

La vérification au reversement consiste à ce que la somme des moments des forces stabilisatrices rapportée à la somme des moments des forces renversantes (*déstabilisatrices*) soit supérieure au coefficient de sécurité fixé par les normes en vigueur considérées.

$$\frac{\sum M_{stabilisants}}{\sum M_{renversants}} > S_c \quad (1.1)$$

Où :

$\sum M_{stabilisants}$: Est la somme des moments des forces stabilisatrices.

$\sum M_{renversants}$: Est la somme des moments des forces déstabilisatrices.

S_c : Coefficient de sécurité au reversement, généralement pris égal [2] à 1.5.

1.7.2 Sécurité au glissement

Le risque de glissement est principalement accru à mesure que la poussée de l'eau en amont augmente. La sécurité au glissement est définie comme le rapport entre les forces résistantes et les forces de poussées horizontales :

La résistance au sol s'exprime par la relation de Mohr-Coulomb issue de la mécanique des sols :

$$R = \sum F_{verticales} \times \tan(\phi) + C \quad (1.2)$$

Où :

R : Force de résistance au glissement.

$\sum F_{\text{verticales}}$: Résultante des forces verticales perpendiculaires à la fondation.

ϕ : Est l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement considérée.

C : est la cohésion effective sur la surface comprimée de glissement considérée.

En pratique la cohésion est souvent négligée soit parce qu'elle est faible, soit parce que la fissuration des rochers ou du béton la rend inexistante.

D'où la condition au glissement considérée :

$$\frac{R}{\sum F_{\text{glissements}}} > S_s \quad (1.3)$$

Où :

$\sum F_{\text{glissement}}$: Est la somme des forces de poussée induisant un glissement de la structure.

S_s : Coefficient de sécurité au glissement, généralement pris [2] égal à 1.5.

1.8 Comportement d'un barrage-poids en cas de séisme

Le comportement réel d'un barrage en cas de séisme est un des problèmes les plus complexes auxquels est confronté l'ingénieur et ce pour différentes raisons :

- Le comportement dynamique d'une structure aussi massive est fortement non linéaire est non élastique ;
- L'interaction entre la masse d'eau et la structure doit tenir compte de la compressibilité de l'eau, qui peut être importante dans certains cas ;
- L'interaction entre le sol et la structure est essentielle du point de vue de la dissipation d'énergie.

La formation de fissures dans le béton et la présence des joints entre les plots rendent le comportement fortement non linéaire. Dans les barrages poids les fissures apparaissent le plus souvent dans la partie supérieure du profil, non loin du couronnement là où les amplitudes (*déplacements*) sont les plus importantes.

1.9 Conclusion

Les barrages sont donc des structures atypiques et dont la forme et la conception s'accorde avec le milieu dans lequel, elles seront implantées. Notons, qu'il n'y a pas de variante ou de méthode de conception idéale. Le processus de design est assez complexe, étant pris dans son ensemble.

CHAPITRE II : LES SEISMES

2.1 Introduction

Cette partie a pour objet de présenter le phénomène sismique dans son ensemble. Il s'agira de comprendre le déroulement ainsi que les effets que peuvent engendrer les séismes sur la stabilité des ouvrages.

Pour être en mesure de construire des ouvrages comme les barrages en zone sismique, il est nécessaire d'identifier ces zones, donc de comprendre le mécanisme générateur des séismes, puis de caractériser un séisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur. L'objet de ce chapitre est donc de fournir ces éléments.

2.2 Origine et causes du séisme

Le séisme est un phénomène lié à l'existence de mouvements tectoniques des plaques continuellement en action qui soulèvent et créent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques.

Ces mouvements affectent une quinzaine de plaques tectoniques et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop importantes et supérieures à la résistance au frottement, une rupture brutale se produit. L'énergie emmagasinée sous forme d'énergie potentielle est alors libérée sous forme d'énergie cinétique à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé. La suivante nous montre la répartition de ces différentes plaques constituant la surface du globe.

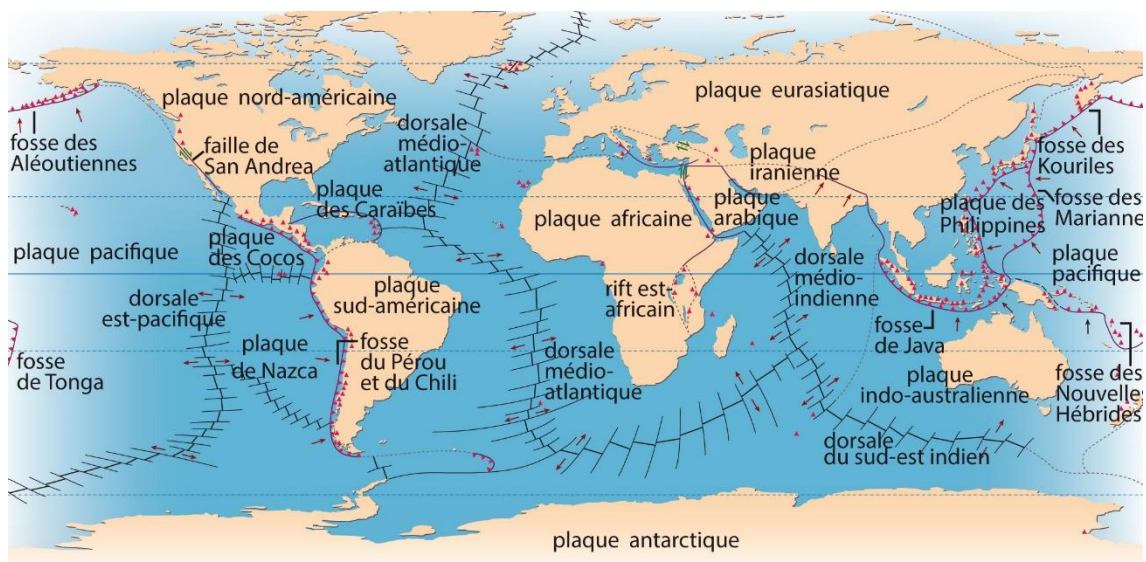


Fig 2.1 Plaques tectoniques.

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant leur localisation géographique par rapport à ces zones de jonctions des « plaques ».

2.3 Ondes sismiques

On appelle le point d'origine d'un tremblement de terre « l'hypocentre » ou « foyer ». Il se situe en générale entre la surface et à moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de « l'épicentre » qui lui est le point situé à la surface de la Terre, à la verticale du foyer.

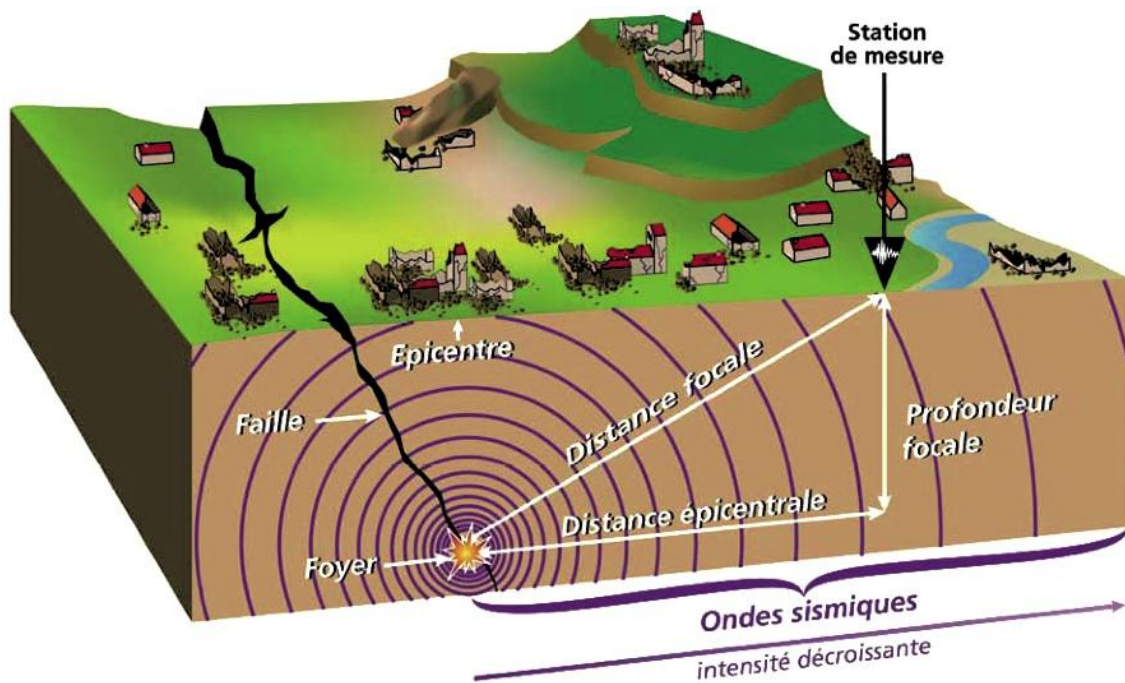


Fig 2.2 Schéma épicentre et foyer.

Les tremblements de Terre sont à l'origine de la création d'ondes sismiques, enregistrées à l'aide de sismographes ou d'accélérographes. Elles (*ondes*) sont libérées sous forme de paquets d'ondes, on en distingue plusieurs types. Les ondes de volume qui se propagent dans toutes les directions et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismographes.

2.3.1 Les ondes de volume

a) Les ondes P

Les ondes P ou ondes Primaires sont des ondes de compression longitudinales. Elles compressent puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction

de leur propagation. Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre des vitesses de 14km/s.

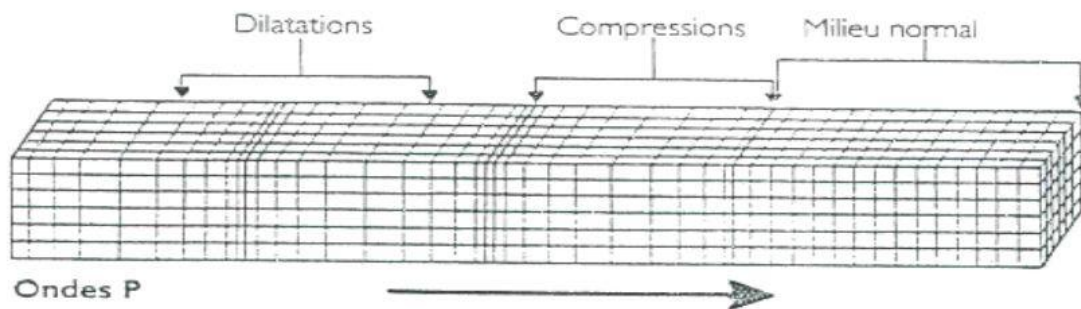


Fig 2.3 Effet des ondes P sur le milieu traversé.

b) Les ondes S

Les ondes S ou ondes Secondaires sont des ondes de cisaillement transversales. Pendant leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ont la particularité de ne pas se propager dans les milieux liquides. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (*environ 1.7 fois plus lentes*). Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

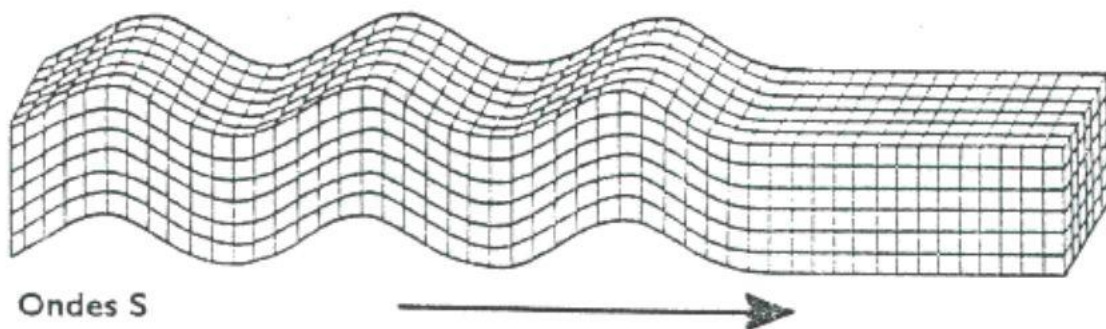


Fig 2.4 Effet des ondes S sur le milieu traversé.

2.3.2 Les ondes de surfaces

Les ondes de surface ne se créent pas au niveau du foyer comme les ondes de volume. En fait, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, celles-ci sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la

croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont les ondes de Love et les ondes de Rayleigh.

a) Les ondes de Love

Elles se propagent seulement dans les solides non homogènes. Ce sont des ondes transversales polarisées dans le plan horizontal. Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

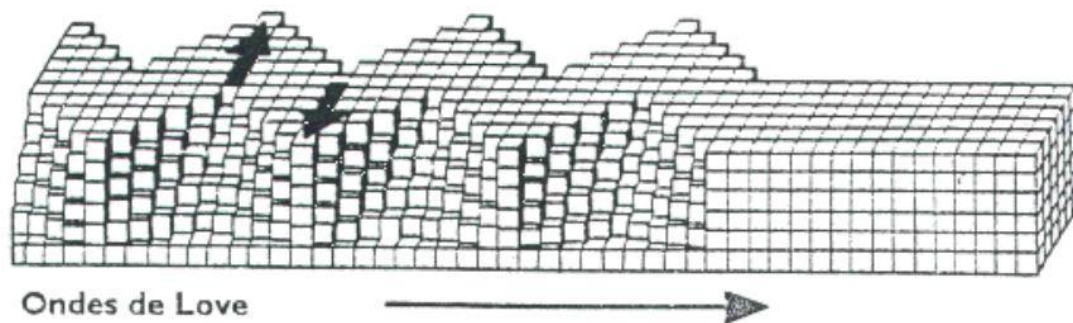


Fig 2.5 Effet des ondes de Love sur le milieu traversé.

b) Les ondes de Rayleigh

Elles se propagent au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes, elle résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S. Comme le montre le schéma, on peut l'enregistrer sur les trois composantes d'un sismographe et pendant une durée qui peut aller jusqu'à plusieurs minutes.

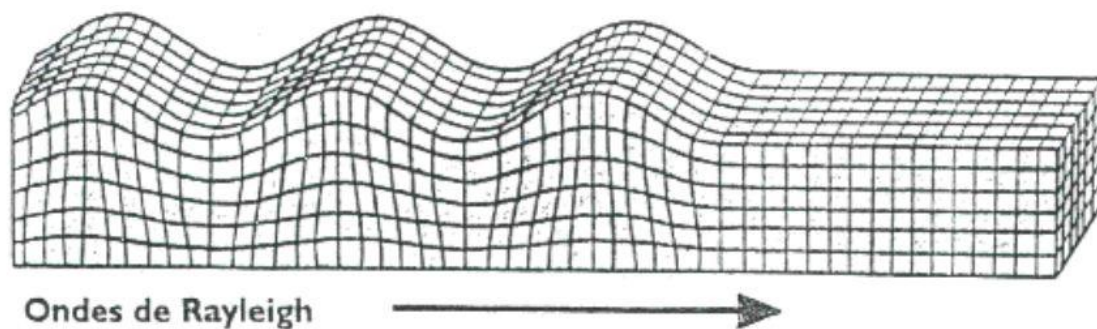


Fig 2.6 Effet des ondes de Rayleigh sur le milieu traversé.

Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh. Restant en surface, les ondes de Love et de Rayleigh n'y subissent qu'un faible amortissement, ce qui fait qu'on les reçoit avec des

amplitudes très supérieures à celles des ondes de volume, et elles sont parfois encore détectables après avoir fait plusieurs fois le tour de la terre.

2.4 Intensité et magnitude d'un séisme

On peut caractériser l'importance d'un tremblement de terre ou séisme par l'intermédiaire de différents paramètres.

2.4.1 Intensité

L'intensité d'un séisme noté I (*échelle de Mercalli modifiée*), mesure l'importance d'un séisme en un lieu et place donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a pu provoquer. Pour un séisme donné, l'intensité dépend de la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques et topographiques particulières.

Tab 2.1 Echelle de Mercalli modifiée.

Intensité de l'échelle de Mercalli	Effets ressentis
I	Aucun mouvement n'est perçu. Le séisme n'est détecté que par des instruments sensibles et quelques personnes dans des conditions particulières.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	À l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est senti.
IV	À l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets et tableaux tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.

VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leur voiture secouée. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruites. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant. De grands pans de roches peuvent se déplacer.

2.4.2 Magnitude

On entend par la magnitude d'un séisme notée M (échelle de Richter), une évaluation de la quantité d'énergie libérée au niveau du foyer du tremblement de terre. Cette échelle, définie en 1935, est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol effectué en un certain nombre de points d'observations situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique, une corrélation entre l'énergie libérée par un séisme et la magnitude a été établit.

Tab 2.2 Echelle de Richter.

Description	Magnitude	Energie libérée (équivalent kilogramme explosif C4)	Fréquence
Micro	Moins de 1,9	56	8 000 par jour.

Très mineur	2,0 à 2,9	1.800	1 000 par jour.
Mineur	3,0 à 3,9	56.000	50 000 par an.
Léger	4,0 à 4,9	1.800.000	6 000 par an.
Modéré	5,0 à 5,9	56.000.000	800 par an.
Fort	6,0 à 6,9	1.800.000.000	120 par an.
Très fort	7,0 à 7,9	56.000.000.000	18 par an.
Majeur	8,0 à 8,9	1.800.000.000.000	1 par an.
Dévastateur	9,0 et plus	56.000.000.000.000	1 à 5 par siècle environ.

La magnitude mesure donc l'énergie totale libérée et ne doit évidemment pas être confondue avec l'intensité qui évalue les effets destructeurs en un lieu particulier.

2.5 Conclusion

Les séismes faisant partie des charges dynamiques les plus destructrices, il est d'autant plus important de les caractériser et de connaître leurs effets sur la stabilité des structures. À travers le chapitre suivant nous introduirons une méthode permettant l'étude simplifiée d'une structure à plusieurs degrés de liberté.

CHAPITRE III : PRESSIONS HYDRODYNAMIQUES

3.1 Introduction

Les méthodes d'analyse simplifiée de la réponse sismique des barrages sont très utiles aux Ingénieurs. Dans ce chapitre, nous présenterons quelques méthodes réalisées dans le but d'une analyse des pressions hydrodynamiques au droit de l'interface amont des barrages engendrée par un tremblement de terre.

3.2 Méthode de WESTERGAARD

La première approche de ce problème a été abordée par WESTERGAARD en 1933 [3], qui a calculé la répartition des pressions sur un écran vertical limitant un réservoir semi-infini de profondeur constante dans l'hypothèse d'un mouvement horizontal harmonique de l'écran de période T .

Dans le cas d'une modélisation en éléments finis, l'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par ajout d'une masse équivalente à chaque nœud de contact barrage-fluide du parement amont.

Selon WESTERGAARD, l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice des masses ajoutées, pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode :

- Le barrage est rigide.
- La face amont est un plan vertical.
- Le liquide est compressible.
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.
- Les vibrations sismiques sont supposées harmoniques horizontales de direction perpendiculaire au parement amont du barrage.

Lors de son déplacement vers l'amont provoqué par un séisme, le barrage bute contre l'eau de la retenue. La force d'inertie de l'eau va engendrer une surpression hydrodynamique sur le parement amont du barrage, dont Westergaard a formulé une relation parabolique en fonction de la profondeur, défini par l'expression suivante [2] :

$$p(y) = \frac{7}{8} \times \rho_{\omega} \times a \times \sqrt{H \times y} \quad (3.1)$$

Avec :

$p(y)$: Surpression au droit de l'interface amont de barrage.

ρ_{ω} : La masse volumique de l'eau.

H : Le niveau d'eau du réservoir (la profondeur de la retenue).

y : La profondeur considérée.

a : Coefficient d'accélération sismique horizontal au niveau de site.

La force totale appliquée sur une tranche de largeur unité est alors égale à [2]:

$$F = \frac{7}{12} \times \rho_{\omega} \times a \times H^2 \quad (2.2)$$

Celle-ci, s'applique en un point situé au $2/5$ de la hauteur en partant du bas, voir figure ci-dessous.

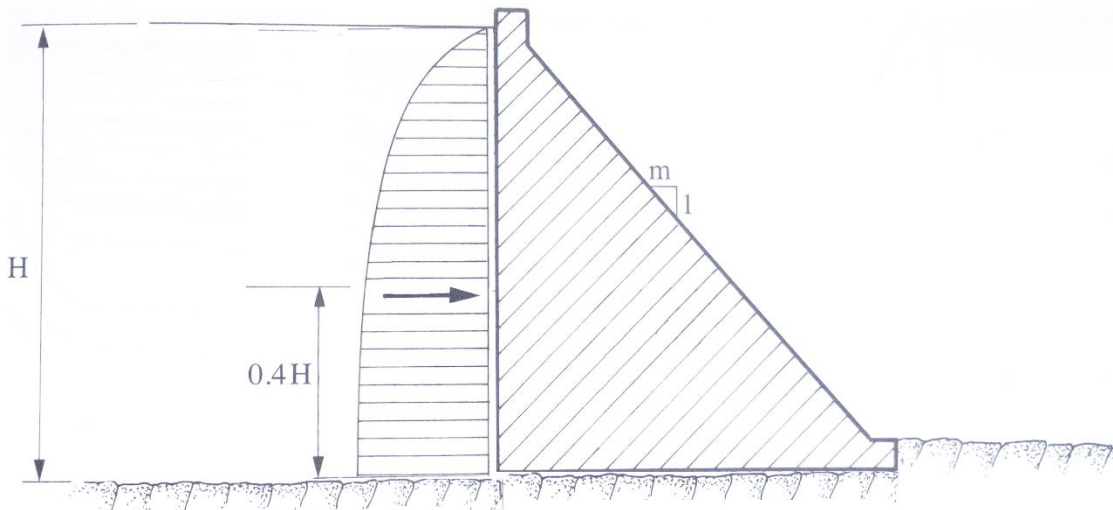


Fig 3.1 Poussée de WESTERGAARD.

Pour les barrages à parement amont incliné, la formule de WESTERGAARD n'est plus utilisable, elle est remplacée par les résultats expérimentaux formulés par ZANGAR. Ainsi l'équation générale des surpressions hydrodynamiques est donnée comme suit [4]:

$$p(y) = K_e \times C_e \times a \times \rho_{\omega} \times \sqrt{H \times y} \quad (2.3)$$

Avec :

K_e : Coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont, selon ZANGAR :

Dans le cas d'un parement vertical : $K_e = 1$.

Dans le cas d'un parement incliné : $K_e < 1$.

C_e : Coefficient de WESTERGAARD.

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{H}{1000 T} \right)^2}} \quad (2.4)$$

Avec : T étant la période de vibration du barrage avec réservoir vide.

La force de poussée totale est donnée par :

$$F = \int_0^H p(y) dy \quad (2.5)$$

Celle-ci, s'applique en un point situé au $2/5$ de la hauteur en partant du bas.

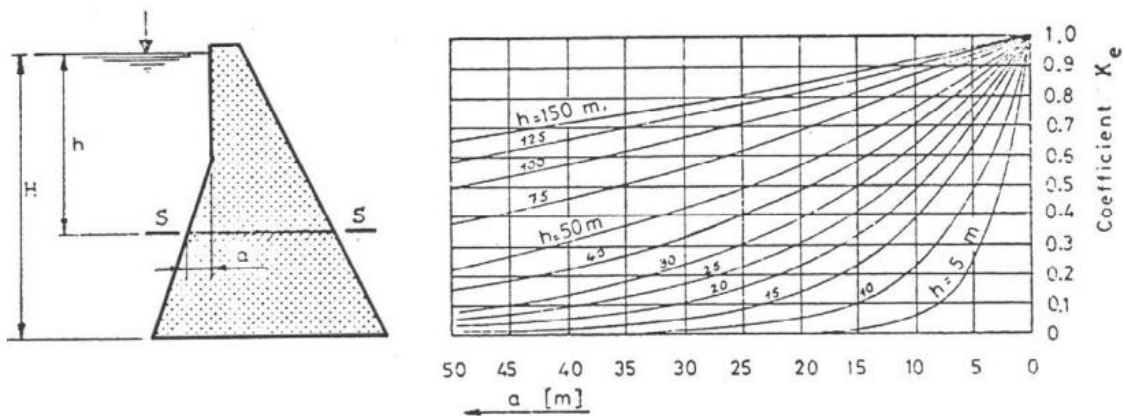


Fig 3.2 Valeurs du coefficient K_e en fonction de l'inclinaison du parement amont.

3.3 Solution analogique de ZENGAR

L'influence de l'inclinaison du parement amont sur la distribution des surpressions hydrodynamiques dans les mêmes conditions de mouvement harmonique que pour la méthode de WESTERGAARD a été évaluée par ZANGAR [4], qui a utilisé la méthode de l'analogie électrique pour la résolution de l'équation de Laplace gouvernant l'évolution de la pression dans le réservoir, dans l'hypothèse

d'un fluide incompressible. Les résultats expérimentaux ont été utilisés pour élaborer un modèle de calcul dans lequel la période de l'excitation n'est pas prise en compte.

La formule expérimentale proposée par ZANGAR est [4]:

$$p(y) = \frac{1}{2} a \times g \times C_e \times \frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H}\right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H}\right)} \quad (2.6)$$

Avec les mêmes notations que précédemment.

3.4 Solutions numériques

Notons que les méthodes numériques passent toujours par des discrétisations des problèmes continus.

Nous ne pouvons les énumérer toutes, mais les plus couramment utilisées pour la résolution des équations aux dérivées partielles sont :

3.4.1 La méthode des différences finies

La méthode consiste à remplacer les dérivées partielles par des différences divisées ou combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre finis de points discrets ou nœuds du maillage.

L'avantage de cette méthode [5] est qu'elle a une grande simplicité d'écriture et un faible coût de calcul. Elle est pratique et facile d'accès.

Elle repose sur deux notions : la discrétisation des opérateurs de dérivation ou de différentiation et la convergence du schéma numérique ainsi obtenu. Son inconvénient est qu'on se limite à des géométries simples, et qu'il y a des difficultés de prise en compte des conditions aux limites de type Neumann.

3.4.2 La méthode des éléments finis

Les origines de la méthode des éléments finis remontent aux années 1950 lorsque des Ingénieurs l'utilisèrent afin de simuler des problèmes de mécanique des milieux continus déformables. Il existe de nos jours un nombre important de logiciels commerciaux et académiques qui utilisent la méthode des éléments finis comme un outil de simulation robuste pour des problèmes de la mécanique des fluides, de thermique, d'électromagnétisme, etc.

L'essor de la méthode des éléments finis repose sur deux ingrédients fondamentaux.

D'une part, les propriétés d'interpolation des éléments finis : ceux-ci permettent d'approcher des fonctions définies sur un domaine en maillant ce domaine puis en choisissant sur chaque maille des combinaisons linéaires de fonctions de forme (*par exemple polynomiales*).

D'autre part, la méthode de GALERKIN, qui fournit un cadre d'approximation général pour une large classe de problèmes où l'inconnue est une fonction qui doit satisfaire une ou plusieurs équations aux dérivées partielles et des conditions aux limites.

3.5 Conclusion

D'autres méthodes de résolution du problème des pressions hydrodynamiques existent, cela étant, il est quasiment impossible de toutes les citer.

Dans le chapitre qui suit, nous introduirons une méthode de résolution numérique en employant la méthode de Newton-Raphson, et une seconde résolution algébrique basée sur certaines simplifications que nous aurons l'occasion de détailler.

CHAPITRE IV : FORMULATION DES PRESSIONS HYDRODYNAMIQUES

4.1 Introduction

L'approche présentée ci-dessous est basée sur les procédures et travaux de Fenves et Chopra [6]. Nous commencerons par rappeler le système et les hypothèses de travail considérés puis nous introduirons les méthodes de résolution numériques.

4.2 Système considéré

Le système considéré consiste en un barrage-poids posé sur une couche horizontale de sol rocheux, considéré rigide Fig.(4.1). Nous travaillerons dans un cas de déformation plane.

Dans le but de déterminer les effets hydrodynamiques, et seulement dans cette optique, la face amont du barrage est supposée verticale. Cette hypothèse paraît raisonnable dans la mesure où, les fruits amont de tels barrages sont sensiblement faibles.

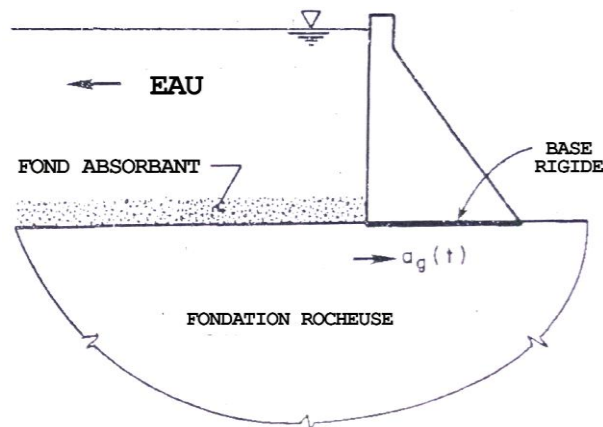


Fig 4.4.1 Système barrage réservoir.

L'eau du barrage est supposée compressible, de profondeur constante et de longueur infinie dans le sens amont du barrage.

Le fond du réservoir consiste en un ensemble de couches de matériaux sédimentaires d'épaisseurs variables. Composé de silt, boue, et autres éléments de nature organique notamment. Cette couche de matériaux est modélisée pour les besoins de l'étude par une couche homogène – différente du sol rocheux – absorbant partiellement les ondes de pressions hydrodynamiques.

Le support rocheux sur lequel repose le barrage est considéré comme étant parfaitement rigide, ainsi l'effet d'interaction sol-structure n'est pas pris en compte dans cette étude.

Le système barrage-réservoir est soumis à une excitation dynamique unidimensionnelle dans le sens horizontal. L'effet de la composante verticale est négligé principalement à cause du poids important du barrage-poids.

4.3 Equation du mouvement

La réponse dynamique d'une structure barrage-poids est principalement gouvernée par le mode fondamental de vibration. Cette conclusion est bien connue pour les excitations horizontales [6]. La réponse du barrage peut alors être exprimée sous cette forme :

$$v(x, y, t) = \phi(x, y) \gamma(t) \quad (4.1)$$

Où : $v(x, y, t)$ est le déplacement horizontal relativement à sa base en fonction du temps.

Sous l'hypothèse de l'Eq.(4.1), l'équation de mouvement du barrage sujet à une accélération horizontale du sol $a_g(t)$ peut-être exprimée [1] :

$$M_1[\ddot{\gamma}(t) + 2\xi_1\omega_1\dot{\gamma}(t) + \omega_1^2\gamma(t)] = -L_1a_g(t) + \int_0^H p(0, y, t)\phi(0, y) dy \quad (4.2)$$

Où :

$$M_1 = \iint_A m(x, y)[\phi(x, y)]^2 dx dy \quad (4.3)$$

M_1 est la masse généralisée et où $m(x, y)$ est la distribution de densité de masse du béton, ξ_1 est l'amortissement critique, ω_1 est la fréquence naturelle de vibration du barrage posé sur une fondation rigide avec un réservoir vide.

$$L_1 = \iint_A m(x, y)\phi(x, y) dx dy \quad (4.4)$$

L_1 est la charge effective généralisée, $p(0, y, t)$ est la distribution des pressions hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage.

En supposant que l'eau est compressible et en négligeant sa viscosité intrinsèque, son mouvement est alors gouverné par l'équation d'onde bidimensionnelle :

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (4.5)$$

Où $p(x, y, t)$ est la distribution des pressions hydrodynamiques en excès. Les pressions hydrodynamiques sont générées par le mouvement horizontal de la partie amont du barrage et par – dans une moindre mesure – le mouvement vertical du fond absorbant.

4.4 Coefficient de réflexion d'onde

Le paramètre fondamental caractérisant l'effet d'absorption des ondes de pression hydrodynamique au niveau du fond du réservoir est le coefficient d'admittance q .

$$q = \frac{\rho}{\rho_f C_f} \quad (4.6)$$

Où : $C_f = \sqrt{E_f / \rho_f}$ avec E_f étant le module de Young de la fondation, ρ_f la masse volumique de la fondation, ρ la masse volumique de l'eau, C_f la célérité de ondes de pressions dans la fondation rocheuse.

Le coefficient de réflexion d'onde α , qui est le ratio de l'amplitude de l'onde hydrodynamique de pression réfléchi sur l'amplitude de l'onde de propagation de pression verticale incidente sur le fond du réservoir. Il est relié au coefficient d'admittance par la relation :

$$\alpha = \frac{1 - qC}{1 + qC} \quad (4.7)$$

Avec C la célérité des ondes dans l'eau.

Le coefficient de réflexion d'onde α est physiquement plus significatif (*représentatif*) que le coefficient d'admittance q s'agissant du comportement des ondes de pression hydrodynamique.

Pour une fondation rigide on a : $E_f = \infty$ donc $C_f = \infty$ et $q = 0$, résultant $\alpha = 1$, on dit que nous avons une réflexion nulle, toutes les ondes incidentes sont transmises au réservoir sans aucune altération.

A l'inverse pour un matériau de faible densité, ρ_f, C_f respectivement sont proches de zéro et $q = \infty$, résultant $\alpha = -1$, on dit que nous avons une réflexion totale, aucune onde n'est transmise au réservoir.

Toutefois, il est admis que les valeurs α s'échelonnent entre 0 à 1 pour couvrir l'ensemble des matériaux rencontrés au fond des réservoirs [1].

Les conditions aux limites gouvernant l'Eq.(4.5) sont exprimées de façon suivante [1]:

Le gradient normal des pressions à la verticale de l'interface du barrage est proportionnel à l'accélération totale, qu'on pourra décomposer en deux parties : accélération absolue du sol et accélération relative du corps du barrage due au premier mode de déformation [1] :

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho a_g(t) - \rho \phi(0, y) \ddot{\gamma}(t) \quad (4.8)$$

Où : ρ désigne la densité de l'eau, $a_g(t)$ accélération du sol.

Au niveau du fond du réservoir, le gradient des pressions à l'horizontal de l'interface du fond absorbant est égale à la force de dissipation sous forme de frottement visqueux au niveau de cette même interface [1] :

$$\frac{\partial p}{\partial y} = q \frac{\partial p}{\partial t}(x, 0, t) \quad (4.9)$$

En négligeant les effets des surpressions induites par les vagues à la surface libre, nous aurons :

$$p(x, H, t) = 0 \quad (4.10)$$

Avec H étant la hauteur d'eau.

4.5 Cas d'une excitation harmonique

La réponse dans le régime permanent due à une excitation horizontale harmonique du sol de fondation est donnée par $a_g(t) = e^{i\omega t}$, qui est ici exprimée

sous son écriture complexe. Ainsi, l'amplitude du mouvement représentée par la coordonnée généralisée $\gamma(t)$, et la distribution des valeurs des pressions hydrodynamiques $p(x, y, t)$ sont données par :

$$\gamma(t) = \bar{\gamma}(\omega)e^{i\omega t} \quad (4.11)$$

$$p(x, y, t) = \bar{p}(x, y, \omega) e^{i\omega t} \quad (4.12)$$

En injectant les expressions des Eq.(5.7) et Eq.(5.8) dans l'expression de l'équation du mouvement du barrage, l'Eq.(5.2) devient :

$$M_1[-\omega^2 + i(2\xi_1\omega_1\omega) + \omega_1^2]\bar{\gamma}(\omega) = -L_1 + \int_0^H p(0, y, \omega)\phi(0, y) dy \quad (4.13)$$

Et l'Eq.(5.5) devient :

$$\frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial y^2} + \frac{\omega^2}{C^2} \bar{p} = 0 \quad (4.14)$$

En utilisant le principe de superposition, nous pouvons décomposer la solution de l'Eq.(5.10) en deux parties :

$$\bar{p}(x, y, \omega) = \bar{p}_0(x, y, \omega) + \bar{p}_1(x, y, \omega)\bar{\gamma}(\omega) \quad (4.15)$$

Où $\bar{p}_0(x, y, \omega)$ et $\bar{p}_1(x, y, \omega)$ sont respectivement les fonctions de réponse fréquentielles de la pression hydrodynamique sur la face amont d'un barrage rigide due : à l'accélération horizontale du sol, et à l'accélération du barrage dans son mode fondamental de vibration.

En injectant les expressions des Eq.(4.11) et Eq.(4.12) dans les conditions aux limites énoncées plus haut. Les Eq.(4.8), Eq.(4.9) et Eq.(4.10) deviennent :

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial x}(0, y, \omega) = -\rho - \rho\phi(0, y) \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial y}(x, 0, t) = i\omega q\bar{p}(x, 0, \omega) \quad (4.17)$$

$$\bar{p}(x, H, \omega) = 0 \quad (4.18)$$

La solution à l'Eq.(5.13) en accord avec les conditions aux limites sus citées est donnée [7] comme étant la sommation des contributions d'une infinité de mode de vibration de l'eau i.e. *l'eau ayant une infinité de modes propres de vibration.*

$$\begin{aligned} \bar{p}(0, y, \omega) &= -2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2(\omega) I_{nj}(\omega)}{\beta_n(\omega) \kappa_n(\omega)} \gamma_n(y, \omega) \\ &\approx -2\rho H \sum_{n=1}^N \frac{\mu_n^2(\omega) I_{nj}(\omega)}{\beta_n(\omega) \kappa_n(\omega)} \gamma_n(y, \omega) \end{aligned} \quad (4.19)$$

Avec :

$$I_{n0}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H f_0(y) \gamma_n(y, \omega) dy \quad (4.20)$$

Où : $f_0(y) = 1$; $\mu_n(\omega)$ exprime les modes propres de vibration complexes de l'eau qui sont dépendant de la fréquence de vibration ω .

$$\kappa_n(\omega) = \sqrt{\mu_n^2(\omega) - \frac{\omega^2}{C^2}} \quad (4.21)$$

$$\beta_n(\omega) = H[\mu_n^2(\omega) - (q\omega)^2] + iq\omega \quad (4.22)$$

$$e^{2i\mu_n(\omega)H} = -\frac{\mu_n(\omega) - \omega q}{\mu_n(\omega) + \omega q} \quad (4.23)$$

Les formes propres de vibration sont données [7] comme suit :

$$\gamma_n(y, \omega) = \frac{1}{2\mu_n(\omega)} \{ [\mu_n(\omega) + \omega q] e^{i\mu_n(\omega)y} + [\mu_n(\omega) - \omega q] e^{-i\mu_n(\omega)y} \} \quad (4.24)$$

L'Eq.(4.23) est généralement résolue pour chaque excitation fréquentielle ω par une méthode de résolution itérative, en l'occurrence la méthode de Newton-

Raphson (*Annexe A*). En résolvant l'Eq.(4.23) on retrouve ainsi les valeurs des modes propres de vibration – valeurs propres – $\mu_n(\omega)$ de l'eau en fonction de ω .

4.6 Approximation des valeurs propres

La méthode de résolution exacte par la méthode de Newton-Raphson cités plus haut peut être simplifiée et aboutit à des résultats tout aussi précis [8] quant aux valeurs propres de l'Eq.(4.23).

Introduisons le changement de variable suivant :

$$z_n = \frac{\mu_n(\omega)}{q} \quad (4.25)$$

L'Eq.(4.23) devient :

$$e^{2iz_n Hq} = \frac{z_n - \omega}{z_n + \omega} \quad (4.26)$$

En dérivant cette expression par rapport à ω on obtient alors :

$$iHqz'_n e^{2iz_n Hq} = \frac{z_n - \omega z'_n}{(z_n + \omega)^2} ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.27)$$

Où z'_n est la dérivé de z_n par rapport à ω .

Substituons l'expression de $e^{2iz_n Hq}$ de l'Eq.(4.26) dans l'Eq.(4.27) :

$$iHqz'_n \frac{z_n - \omega}{z_n + \omega} = \frac{z_n - \omega z'_n}{(z_n + \omega)^2} ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.28)$$

En simplifiant cette équation, nous obtenons :

$$z'_n = \frac{z_n}{\omega + iHq(\omega^2 - z_n^2)} ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.29)$$

Il a été démontré à travers des exemples numériques [8] que pour de grandes valeurs du coefficient de réflexion d'ondes $\alpha > 0.5$ les termes ω et ω^2 sont relativement petit comparativement aux autres termes de l'Eq.(4.29). Ce qui

justifie qu'on puisse les ignorer pour simplifier l'expression de l'Eq.(4.29) qui devient :

$$z'_n = \frac{i}{Hqz_n} ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.30)$$

Nous obtenons ainsi que sous les conditions évoquées plus haut, l'Eq.(4.29) devient une simple équation différentielle du premier ordre. En procédant à la séparation des variables :

$$z_n dz_n = \frac{i}{Hq} d\omega ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.31)$$

En intégrant entre 0 et ω , on obtient :

$$z_n^2(\omega) = z_n^2(0) + \frac{2i\omega}{Hq} ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.32)$$

En revenant à l'expression en fonction de μ_n :

$$\mu_n^2(\omega) = \mu_n^2(0) + i \frac{2\omega q}{H} = \frac{(2n-1)^2 \pi^2}{(2H)^2} + i \frac{2\omega q}{H} ; n = 1,2,3 \dots \quad (4.33)$$

Où : $\mu_n(0) = \frac{(2n-1)\pi}{2H}$ racine de l'Eq.(4.23) pour $\omega = 0$.

Ainsi les coefficients des Eq.(4.20), Eq.(4.21), Eq.(4.22) deviennent :

$$\kappa_n(\omega) = \sqrt{\left[\frac{(2n-1)^2 \pi^2}{(2H)^2} - \frac{\omega^2}{C^2} \right] + i \frac{2\omega q}{H}} \quad (4.34)$$

$$\beta_n(\omega) = H \left[\frac{(2n-1)^2 \pi^2}{(2H)^2} - (q\omega)^2 \right] + iq\omega \quad (4.35)$$

$$I_{0n}(\omega) = \frac{ie^{-i\mu_n H}}{\mu_n H} \left[\frac{\mu_n}{\mu_n + q\omega} - \frac{\omega^2 q^2}{\mu_n (\mu_n + q\omega)} + \frac{\omega q e^{i\mu_n H}}{\mu_n} \right] \quad (4.36)$$

Il peut être justifié numériquement [8] que les deuxième et troisième termes entre crochets de l'Eq.(4.36) sont négligeables par rapport au premier terme. Nous obtenons ainsi :

$$I_{0n}(\omega) = \frac{ie^{-i\mu_n H}}{H\mu_n + q\omega} \quad (4.37)$$

4.7 Pressions en amont du barrage

Suite à l'approximation des valeurs propres, il nous est maintenant possible d'introduire une méthode de calcul des pressions hydrodynamiques approchée, basée sur les travaux de N. Bouaanani, P. Paultre et J. Proulx [8].

À partir des résultats de l'Eq.(4.19), pour $\bar{p}_j(0, y, \omega) \approx \bar{p}_j(y, \omega)$; on peut écrire :

$$\begin{aligned} \bar{p}(y, \omega) &= -2\rho H \sum_{n=1}^N \frac{\mu_n^2(\omega) I_{n0}(\omega)}{\beta_n(\omega) \kappa_n(\omega)} \gamma_n(y, \omega) \\ &\approx -2\rho H \sum_{n=1}^N S(n, y, \omega) \end{aligned} \quad (4.38)$$

Où : $S(n, y, \omega)$ est la fonction d'approximation des termes sous la sommation, celle-ci est définie comme suit :

$$\begin{aligned} Re[S(n, y, \omega)] &= -\frac{\sqrt{2}}{4H} \left[\frac{S_{12}\sqrt{S_4 + S_2} - S_{11}\sqrt{S_4 - S_2}}{S_4 S_{13}} (S_6 + \omega q) \right. \\ &\quad \left. - \frac{S_{11}\sqrt{S_4 + S_2} + S_{12}\sqrt{S_4 - S_2}}{S_4 S_{13}} (S_5) \right] \end{aligned} \quad (4.39)$$

$$\begin{aligned} Im[S(n, y, \omega)] &= \frac{\sqrt{2}}{4H} \left[\frac{S_{11}\sqrt{S_4 + S_2} - S_{12}\sqrt{S_4 - S_2}}{S_4 S_{13}} (S_6 + \omega q) \right. \\ &\quad \left. - \frac{S_{12}\sqrt{S_4 + S_2} + S_{11}\sqrt{S_4 - S_2}}{S_4 S_{13}} (S_5) \right] \end{aligned} \quad (4.40)$$

Avec les coefficients S_i définis comme suit :

$$S_0 = \frac{(2n - 1)^2 \pi^2}{4H^2} \quad (4.41)$$

$$S_1 = S_0 - \omega^2 q^2 \quad (4.42)$$

$$S_2 = 4 \left(S_0 - \frac{\omega^2}{C^2} \right) \quad (4.43)$$

$$S_3 = 4 \sqrt{S_0^2 + 4 \frac{\omega^2 q^2}{H^2}} \quad (4.44)$$

$$S_4 = \sqrt{S_2^2 + 64 \frac{\omega^2 q^2}{H^2}} \quad (4.45)$$

$$S_5 = \frac{1}{4} \sqrt{2(S_3 - 4S_0)} \quad (4.46)$$

$$S_6 = \frac{1}{4} \sqrt{2(S_3 + 4S_0)} \quad (4.47)$$

$$S_7 = 2[S_5 \cos(S_6 H) - S_6 \sin(S_6 H)] e^{S_5 H} \quad (4.48)$$

$$S_8 = 2[S_6 \cos(S_6 H) - S_5 \sin(S_6 H)] e^{S_5 H} \quad (4.49)$$

$$S_9 = [(S_6 + \omega q) e^{-S_5 y} + (S_6 - \omega q) e^{S_5 y}] \cos(S_6 y) + [e^{S_5 y} - e^{-S_5 y}] S_5 \sin(S_6 y) \quad (4.50)$$

$$S_{10} = [e^{S_5 y} + e^{-S_5 y}] S_5 \cos(S_6 y) + [(S_6 + \omega q) e^{-S_5 y} - (S_6 - \omega q) e^{S_5 y}] \sin(S_6 y) \quad (4.51)$$

$$S_{11} = \frac{(S_8 S_9 + S_7 S_{10}) S_1 H}{S_1^2 H^2 + 9 \omega^2 H^2} + 3 \frac{(S_7 S_9 + S_8 S_{10}) \omega q}{S_1^2 H^2 + 9 \omega^2 H^2} \quad (4.52)$$

$$S_{12} = \frac{(S_7 S_9 + S_8 S_{10}) S_1 H}{S_1^2 H^2 + 9 \omega^2 H^2} - 3 \frac{(S_8 S_9 + S_7 S_{10}) \omega q}{S_1^2 H^2 + 9 \omega^2 H^2} \quad (4.53)$$

$$S_{13} = -\frac{S_0}{2} + \frac{S_3}{8} + (S_6 + \omega q)^2 \quad (4.54)$$

En sommant toutes ces contributions selon l'Eq.(4.39) et l'Eq.(4.40), nous obtenons la fonction des pressions hydrodynamiques en fonction de la coordonnée y :

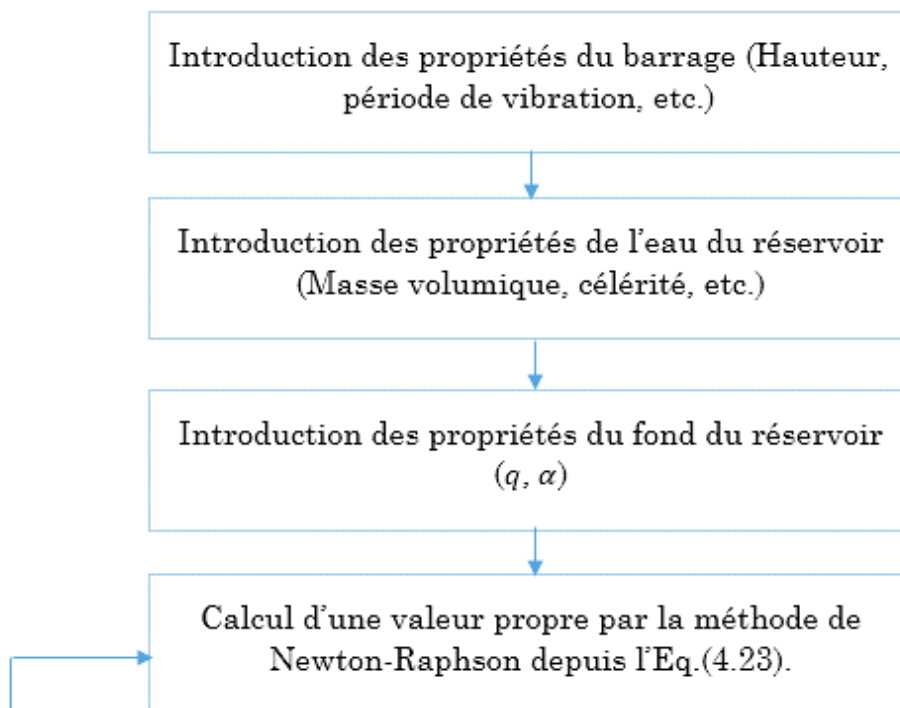
$$\bar{p}(y, \omega) = -2\rho_w H \left[\sum_{n=1}^N Re[S(n, y, \omega)] + i \sum_{n=1}^N Im[S(n, y, \omega)] \right] \quad (4.55)$$

4.8 Codes de calcul

Dans cette section, nous exposerons les différents algorithmes, codés en MATLAB qui reprennent les fondamentaux théoriques précédemment abordés.

4.8.1 Méthode exacte

La méthode de calcul dite « exacte » est celle qui se base sur la méthode de Newton-Raphson pour le calcul des valeurs propres de l'Eq.(4.23). Pour ce faire, nous exposons dans la figure suivante l'algorithme de calcul :



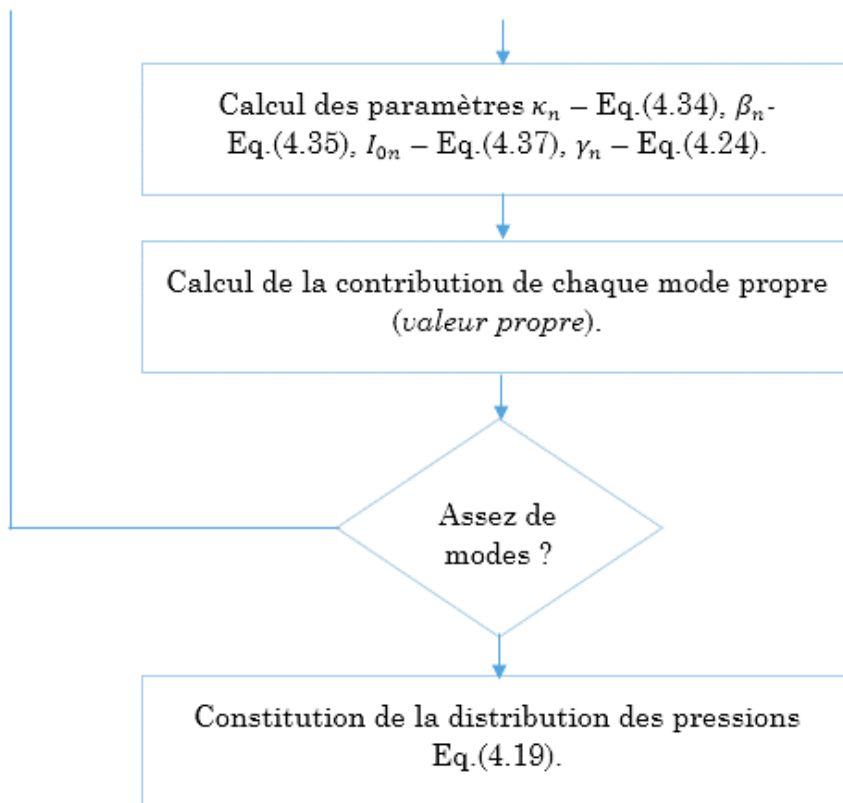


Fig 4.2 Algorithme méthode exacte.

4.8.2 Méthode approchée

La méthode de calcul approchée est celle développée par N. Bouaanani Eq.(4.55). Nous exposons dans la figure suivante l'algorithme de calcul :

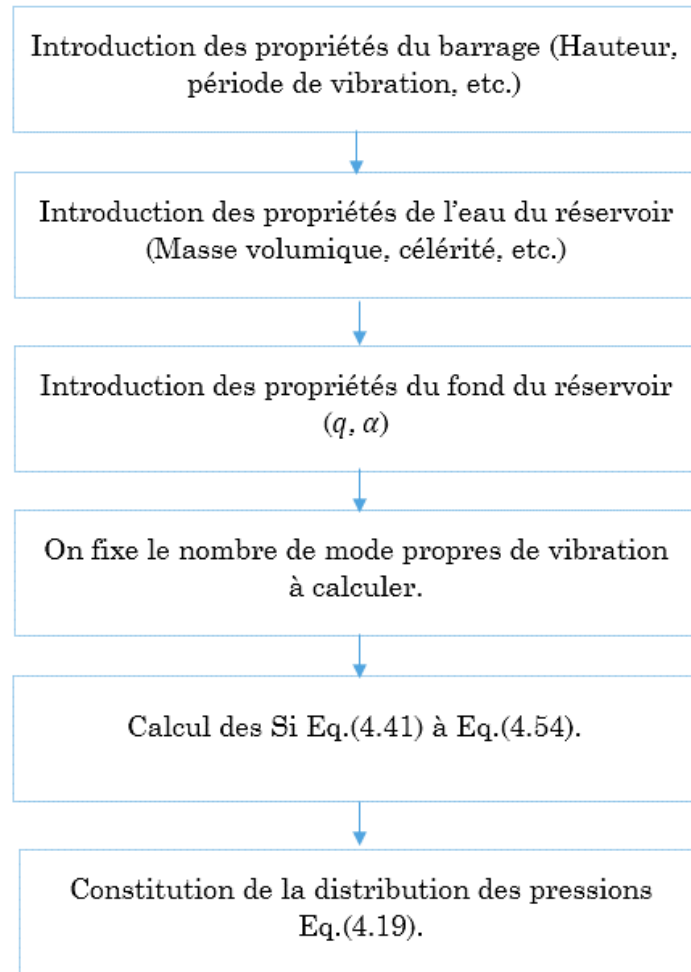


Fig 4.3 Algorithme méthode approchée.

4.9 Résultats

La comparaison entre les deux méthodes exacte et approchée donne les résultats suivants :

Pour un barrage de hauteur $H = 70m$, célérité de l'eau $C = 1440m/s$, $\rho = 1000kg/m^3$.

La figure ci-dessous montre la variation des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs du coefficient de réflexion α , avec les deux méthodes de calcul.

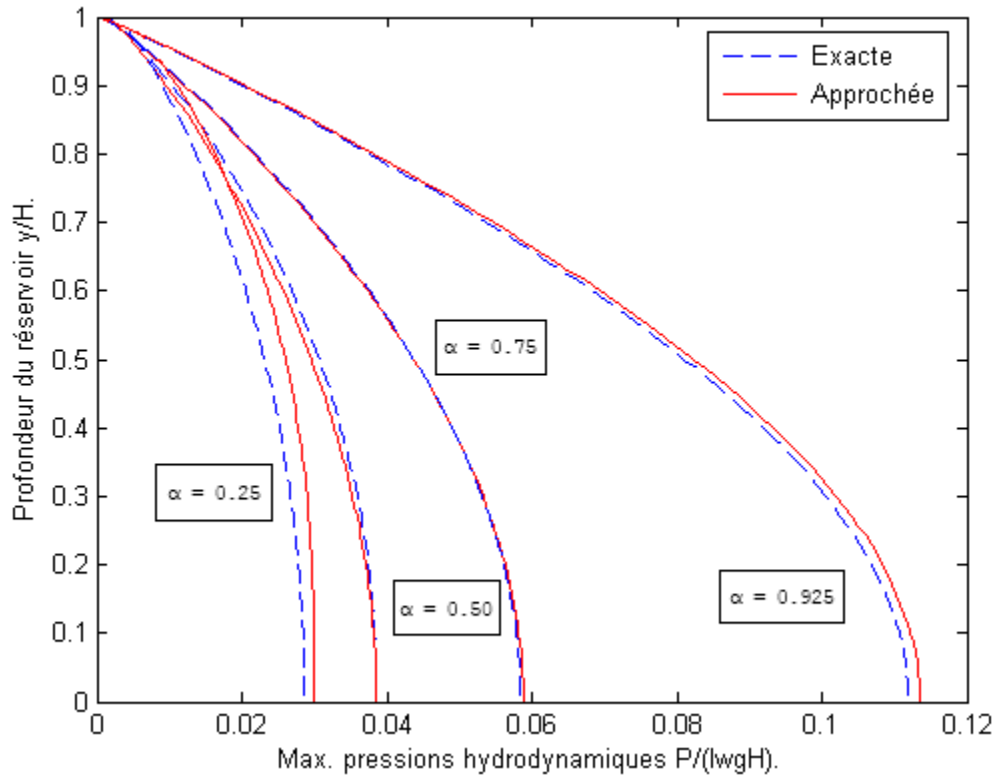


Fig 4.4 Distribution des pressions hydrodynamiques sur la face amont du barrage, Méthode approchée (ligne continue), Méthode exacte (ligne discontinue).

On constate que la méthode approchée [6] donne de très bons résultats, proches des résultats trouvés avec la méthode exacte.

4.10 Conclusion

À travers ce chapitre nous avons pu prendre connaissance de deux méthodes d'évaluation des pressions hydrodynamiques. Par ailleurs, on peut aussi confirmer la pertinence des hypothèses simplificatrices qui ont abouti à sa formulation puisqu'on constate une infime majoration qui va toujours dans le sens de la sécurité.

Dans le chapitre suivant il sera question de la mise en œuvre de l'une de ces deux méthodes pour l'entreprise d'une étude paramétrique afin d'étudier l'influence de chacun des paramètres qui entrent en ligne de compte pour le calcul des pressions hydrodynamiques.

CHAPITRE V : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

5.1 Introduction

À travers le chapitre précédent nous avons pu prendre connaissance des différents paramètres et éléments qui entrent en ligne de compte pour l'évaluation des pressions hydrodynamiques. Mais quid de leurs apports et effets ?

C'est principalement l'objectif de l'étude paramétrique que nous détaillerons tout au long de ce chapitre. Nous commencerons par fixer un certain nombre de valeurs à prendre en compte, puis nous ferons varier chacun des paramètres un par un pour étudier son effet sur la distribution des surpressions.

5.2 Système considéré

Pour ce faire, nous prendrons comme cas d'étude le barrage-poids de Bouzina [9] (*Batna, Algérie*) dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont les suivantes : Hauteur du barrage $H = 62.7m$, fruit amont nul (*face amont verticale*), module de Young du béton $E_s = 30GPa$, la limite de rayonnement est prise $L = 2H$.

S'agissant de l'eau, celle-ci est supposée compressible avec les propriétés suivantes : Célérité $C = 1440m/s$, masse volumique $\rho_w = 1000kg/m^3$. Pour ce qui est de la valeur du coefficient de réflexion d'onde α , nous le prendrons égale à 0.25.

5.3 Influence du coefficient de réflexion d'onde α

Dans cette section, il s'agira d'étudier l'impact du coefficient d'absorption sur les valeurs des pressions hydrodynamiques. Faut-il encore le rappeler, le coefficient de réflexion d'onde α caractérise la nature du fond du réservoir. Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs que peut prendre α .

Tab 5.1 Valeurs du coefficient α .

Valeurs du coefficient de réflexion d'onde α					
	-1	$-1 < \alpha < 0$	0	$0 < \alpha < 1$	1
Réflexion	Totale	Importante	Intermédiaire		Nulle

Rappelons que $0 \leq \alpha \leq 1$ couvre largement tout le spectre des matériaux que nous pouvons rencontrer au fond des réservoirs [7].

Pour le calcul des pressions hydrodynamiques nous utiliserons la méthode dite « exacte » basée sur la résolution par Newton-Raphson (*cf. chap. 4*). Nous allons

prendre les valeurs suivantes $\alpha = 0.25 ; 0.50 ; 0.75 ; 0.925$. Les résultats obtenus figurent ci-dessous :

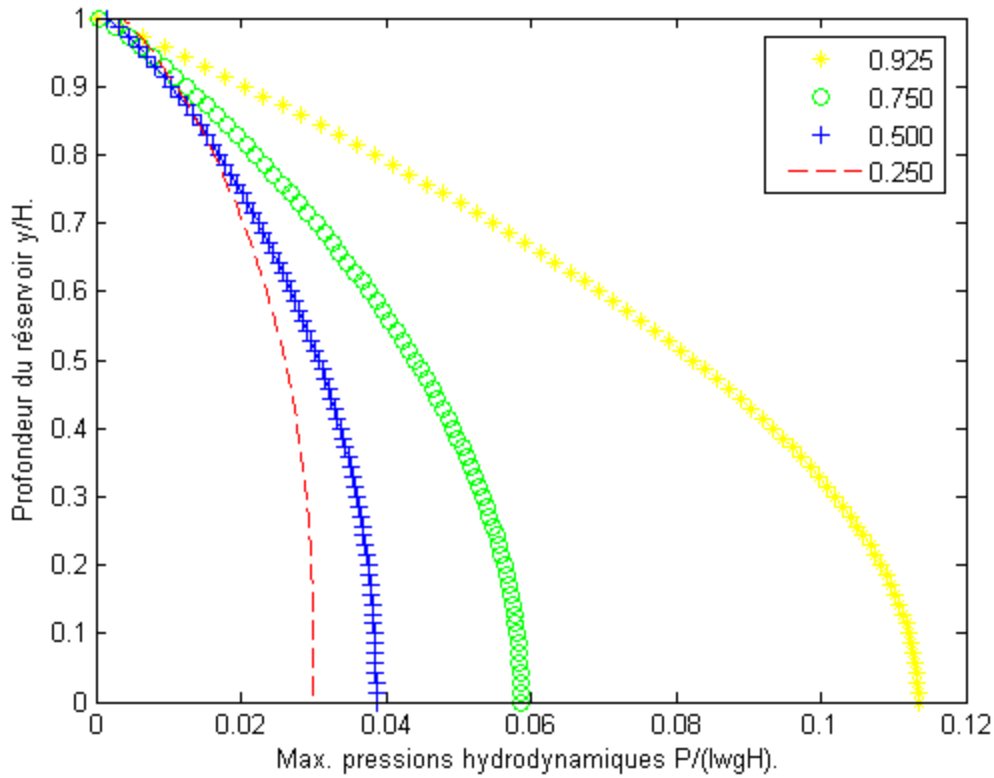


Fig 5.1 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs de α .

Tab 5.2 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différents α .

	Valeurs du coefficient de réflexion d'onde α			
	0.250	0.500	0.750	0.925
Pressions Max	0.0286	0.0386	0.0589	0.1135

On note une augmentation significative des max des valeurs des pressions hydrodynamiques à mesure que le coefficient de réflexion augmente. Comme énoncé plus haut, plus α augmente plus la réflexion est moindre, ce qui explique parfaitement les résultats obtenus.

5.4 Influence de la rigidité du barrage

Nous allons faire varier la rigidité du barrage, plus précisément le module de déformation (*Module de Young*) pour voir comment varient les surpressions développées en amont du barrage. Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs du module d'élasticité qui seront considérées.

Tab 5.3 Valeurs du module de Young du corps du barrage.

Valeurs du module d'élasticité E_s (GPa)				
20	25	30	35	40

Les résultats obtenus par application de la méthode dite « exacte » sont :

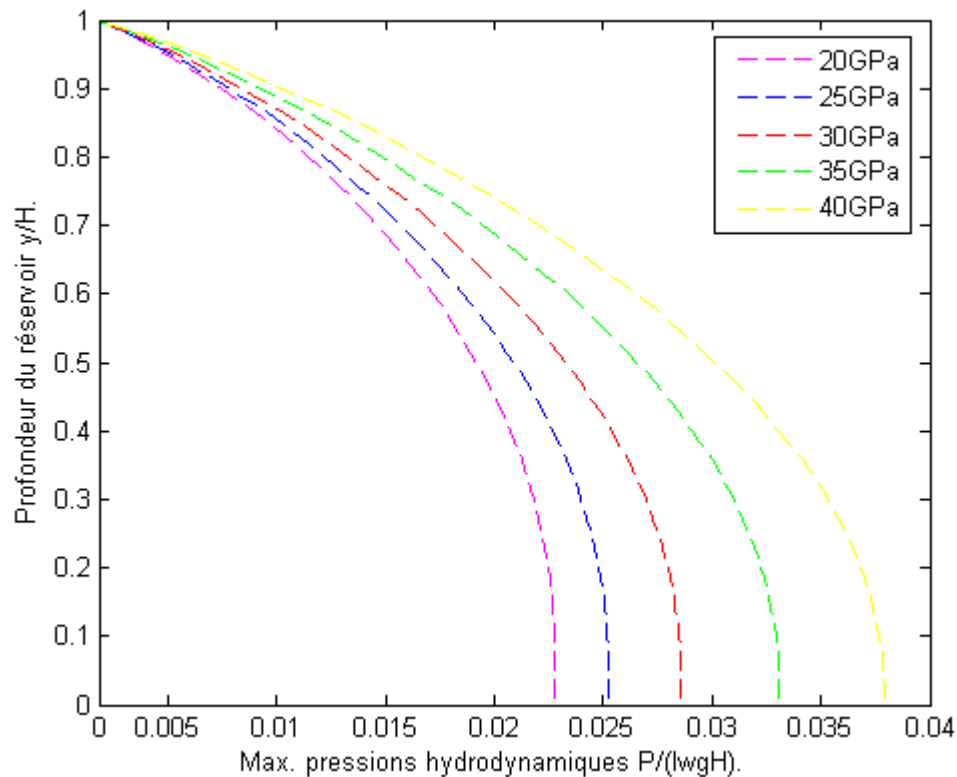


Fig 5.2 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs de E_s pour $\alpha = 0.25$.

Tab 5.4 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différents E_s , pour $\alpha = 0.25$.

	Valeurs du module d'élasticité E_s (GPa)				
	20	25	30	35	40
Pressions Max	0.0228	0.0253	0.0286	0.0331	0.0379

On constate une augmentation du maximum des pressions hydrodynamiques à mesure que le module d'élasticité croît. Pour une augmentation de 25% du module d'élasticité E_s , dans notre cas on constate en moyenne une augmentation de 10% à 13% du maximum des pressions hydrodynamiques.

Cette augmentation peut s'expliquer par le fait simple, que plus le barrage est rigide (E_s croît), plus l'interaction entre l'eau du réservoir et la structure est faible. Ce qui implique des valeurs de pressions hydrodynamiques plus élevées.

5.5 Influence de la fréquence d'excitation

Dans cette partie de l'étude nous allons faire varier la fréquence d'excitation $\bar{\omega}$ par rapport à la fréquence naturelle de vibration du barrage ω_n et observer quels sont les effets sur les valeurs des pressions hydrodynamiques.

Tab 5.5 Valeurs du rapport des fréquences utilisées.

Rapport des fréquences $\omega_n/\bar{\omega}$				
0.6	0.8	1.0	1.2	1.4

Les résultats obtenus par application de la méthode dite « exacte » sont :

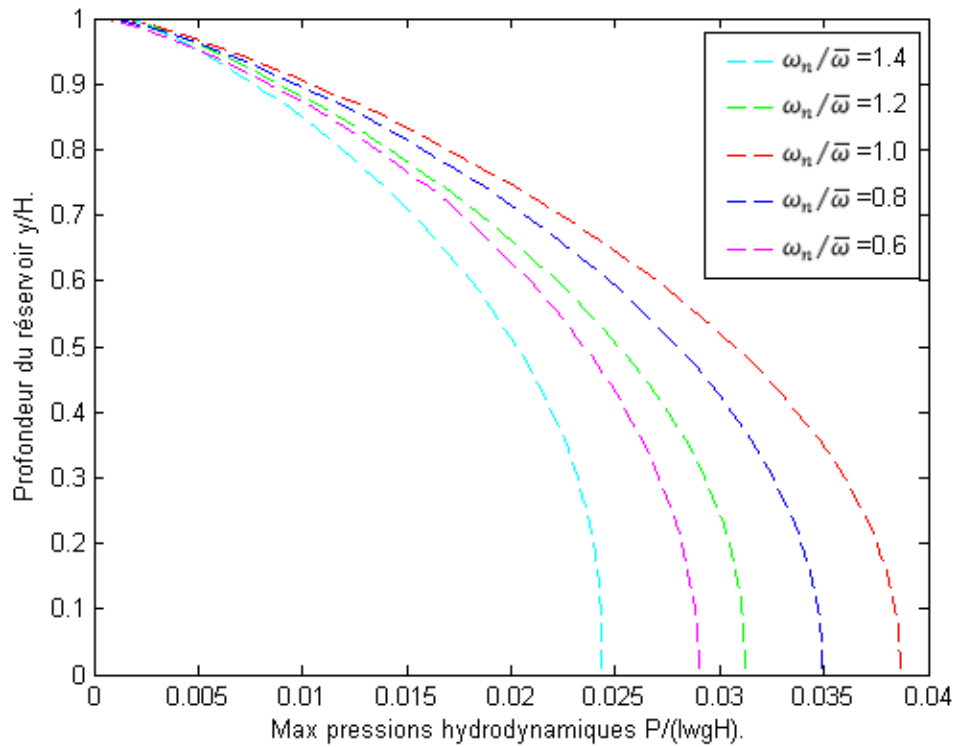


Fig 5.3 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs du rapport des fréquences $\omega_n/\bar{\omega}$, pour $\alpha=0.25$.

Tab 5.6 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différents rapports de fréquence $\omega_n/\bar{\omega}$, pour $\alpha=0.25$.

	Rapport des fréquences $\omega_n/\bar{\omega}$				
	0.6	0.8	1	1.2	1.4
Pressions Max	0.0286	0.0349	0.0389	0.0312	0.0243

On remarque, notamment à travers la Fig.(5.3) que les valeurs max des pressions hydrodynamiques tendent à augmenter à mesure que l'on s'approche de la résonance $\omega_n/\bar{\omega} = 1$. Il est admis, notamment en Dynamique des Structure que plus un système s'approche de l'état de résonance, plus celui-ci a tendance à avoir une réponse ou un comportement qui est plus important par rapport aux autres états.

5.6 Influence de la limite de rayonnement

Avant d'étudier l'effet de ce paramètre sur la distribution des pressions hydrodynamiques, faut-il encore définir ce qu'est la limite de rayonnement. La limite de rayonnement aussi appelée limite de troncature peut être définie comme étant la distance horizontale du réservoir, celle-ci est souvent donnée en fonction de la hauteur d'eau H , pour les besoins de notre étude nous allons donc faire varier la limite de rayonnement L en prenant les valeurs détaillées dans le tableau ci-dessous :

Tab 5.7 Valeurs de la limite de rayonnement L utilisées.

Limite de rayonnement L (m)				
H	1.5H	2H	2.5H	3H

Les résultats obtenus par application de la méthode dite « exacte » sont :

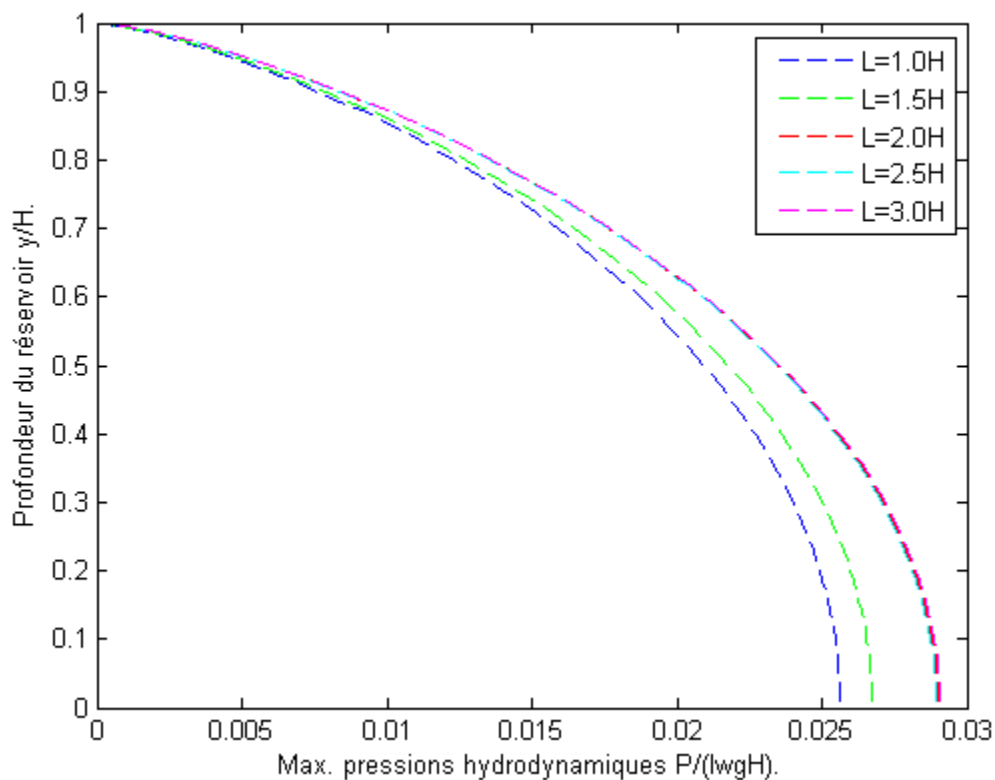


Fig 5.4 Valeurs des pressions hydrodynamiques pour différentes valeurs de la limite de rayonnement L , avec $a=0.25$.

Tab 5.8 Valeurs des pressions max rapportées à la pression hydrostatique, pour différentes valeurs de la limite de rayonnement, avec $\alpha=0.25$.

	Limite de rayonnement L (m)				
	H	1.5H	2H	2.5H	3H
Pressions Max	0.0256	0.0267	0.0286	0.0289	0.0289

Il est observé notamment à travers la Fig.(5.4) que l'augmentation de la longueur relative L/H induit une augmentation des pressions au pied du barrage. On constate aussi, qu'à partir de $L = 2H$ on a des résultats très proches si ce n'est identique. Il est admis à travers la littérature qu'une limite de troncature prise égale à $3H$ est largement suffisante.

5.7 Conclusion

D'après Les principaux résultats relatifs présentés lors de cette étude, on constate que la distribution des pressions hydrodynamiques est très influencée par les paramètres que sont : le coefficient de réflexion d'onde, la limite de rayonnement ou encore la rigidité du corps du barrage ainsi que la fréquence d'excitation auquel il sera soumis. Dès lors, ces derniers constituent des critères très importants dont il faudra tenir compte lors de l'évaluation des surpressions.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

À travers cette étude, il a été question des différentes méthodes de mise en œuvre et de calcul pour l'évaluation des pressions hydrodynamiques. Nous avons notamment pu exposer deux méthodes en donnant pour chacune d'entre elle leur organigramme de calcul.

Delors, il a été intéressant de comparer entre les résultats obtenus de chacune des deux méthodes. A terme nous pouvons conclure que la méthode approchée proposée par N. Bouaanani produit des résultats très satisfaisants au regard de la facilité de sa mise en œuvre.

En seconde partie de ce travail, nous nous sommes penchés sur l'apport et l'effet de chacun des paramètres intervenant dans le calcul des distributions des pressions hydrodynamiques. À la lumière des résultats obtenus, nous pouvons conclure que :

- Dans le cas de l'influence du coefficient de réflexion d'onde, plus celui-ci augmente, plus l'effet de réflexion est moindre. Si l'on raisonne en termes d'énergie, une baisse de la réflexion d'onde induit une baisse de la dissipation d'énergie des couches du fond du réservoir. Cet excès d'énergie non absorbée participe très nettement à l'augmentation des charges des pressions hydrodynamiques sur la face amont du barrage.
- S'agissant de la rigidité du corps du barrage, on peut conclure assez simplement que plus le corps du barrage est rigide, moins il y aura d'interaction fluide-structure, induisant ainsi une augmentation des pressions hydrodynamiques.
- La fréquence d'excitation à laquelle le barrage sera soumis est aussi un point crucial dans l'évaluation des pressions hydrodynamiques. L'étude que nous avons menée a permis de mettre en lumière l'importance de ce paramètre, à titre d'exemple l'entrée en résonance de la structure entraîne une majoration de 25% des pressions hydrodynamiques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

- Enfin, nous avons aussi pu porter notre regard sur l'influence de la limite de rayonnement. Nous sommes arrivés à la conclusion que plus la limite était importante plus les pressions hydrodynamiques augmentaient.
- Toutefois nous avons pu constater qu'à partir d'une limite qui est équivalente à trois fois la hauteur d'eau du barrage, la tendance n'était plus la même, si bien que nous observons une constance des maximas des surpressions.

Les résultats de l'étude paramétrique menée plus haut, pointe du doigt le fait d'accorder une importance et une attention particulière dans l'évaluation des paramètres étudiés. En particulier, nous insistons sur l'importance de l'évaluation du coefficient de réflexion d'onde qui est somme toute l'un des paramètres les plus difficiles à évaluer et dont l'influence sur la distribution des pressions hydrodynamiques est non-négligeable.

ANNEXE A : MÉTHODE DE NEWTON-RAPHSON

1.1 Introduction

Dans cette partie, nous parlerons principalement de la méthode de Newton-Raphson, de l'intérêt de son utilisation et nous expliciterons ensuite son code de calcul par MATLAB.

1.2 Méthode de Newton-Raphson

La méthode de Newton-Raphson [10] (1643-1727) est connue depuis plus de 300 ans et elle est toujours d'actualité. Elle est basée sur l'utilisation de la tangente en un point de la courbe d'une fonction f .

Plus précisément, le choix d'une première valeur x_0 approchée d'un zéro réel à localiser détermine un premier point $(x_0, f(x_0))$ sur la courbe qui sera considéré comme un premier point de tangence. Ce nombre x_0 est appelé amorce (*racine de départ*) du procédé itératif de Newton-Raphson.

L'abscisse x_1 du point d'intersection de la première tangente avec l'axe des x sera considérée comme une deuxième valeur approchée du zéro à localiser. À son tour, cette valeur permettra de considérer un deuxième point de tangence $(x_1, f(x_1))$.

À nouveau, l'abscisse x_2 du point d'intersection de la deuxième tangente avec l'axe des x sera considérée comme une troisième valeur approchée du zéro. En poursuivant ce procédé itérativement, on obtiendra, sous certaines conditions, une séquence de différentes valeurs $x_0, x_1, x_2, x_3, \dots$ qui vont se rapprocher de plus en plus d'un zéro réel de la fonction f .

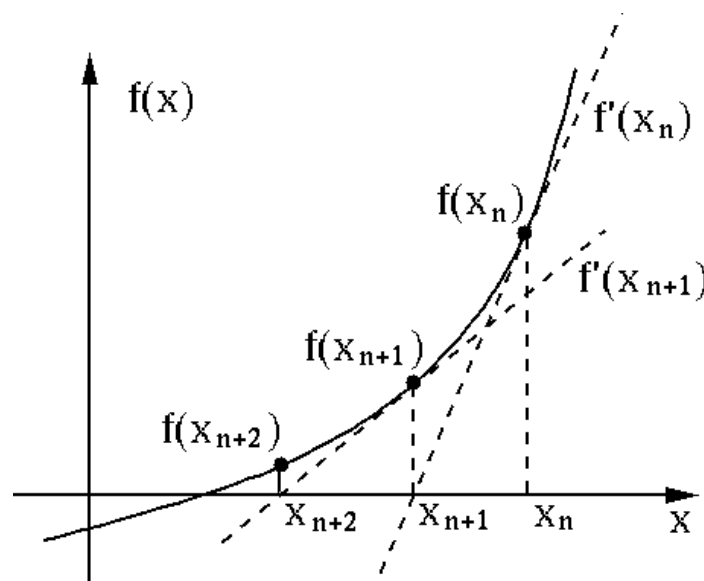


Fig A.1 Illustration graphique de la méthode de Newton-Raphson.

Soit x_0 , une première estimation de la racine. On détermine les x_n , selon la formule suivante :

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)}, n \geq 0 \quad (A.1)$$

Les conditions d'arrêt sont les suivantes :

- Si $|x_{n+1} - x_n| < \varepsilon$, alors x_{n+1} est le résultat de l'estimation de la racine.
- Si $n > \text{Max itérations}$, alors la méthode diverge ou n'a pas la convergence assez rapide pour fournir un résultat.
- Si $f'(x_n) = 0$, il y aura division par zéro.

1.3 Code de calcul

Le code de calcul par Matlab est le suivant :

```
%La fonction de Newton-Raphson à besoin des paramètres suivant :
%Fun : l'expression de la fonction f(x).
%Fund : la dérivée f'(x).
%X0 : point initial.
%Err : la valeur de l'erreur absolue acceptable.
%Max : Le maximum d'itération avant que la fonction ne s'arrête (en cas de
non convergence).
%Variables nécessaire à la fonction f(x).
%W : Pulsation du barrage.
%q : Coefficient d'admittance.
%H : Hauteur du barrage.
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
La fonction NR, retourne après calcul la valeur Xs.
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
function Xs = NR(fun,fund,X0,Err,max, w, q, H)

    %boucle d'itération allant de 1 à max.
    for z = 1:max

        %formule de Newton-Raphson proprement dite : x' = x - f(x)/f'(x)
        X1 = X0 -(feval(fun, X0, w, q, H)/feval(fund, X0));
```

```
%vérification si la condition de précision est vérifiée
if(abs((X1-X0)/X0)<Err)
    %si la condition est vérifiée, le programme retourne Xs et
    s'arrête
    Xs=X1;
    break
end
%si ce n'est pas le cas, le programme prend comme nouvelle valeur
de X0, la nouvelle valeur X1 calculée et reboucle.
X0=X1;
end
%si la méthode ne converge pas pour cette valeur initiale, le programme
retourne Xs=0
if(z==max)
    Xs=0;
end
end
```

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] A. K. Copra. et G. Fenves, «Effects of reservoir bottom absorption on earthquake response of concrete gravity dams,» *Earthquake Eng. Struct. Dyn*, vol. VOL. 11, pp. 809-829, 1983.
- [2] J. S. Anton et P. Henri, Les barrages du projet à la mise en service. *Traité de Génie Civil de l'EPFL*, Lausanne: Publications des Presses Romandes (PPR), 2011.
- [3] H. M. Westergaard, Water pressures on dams during earthquakes, Translation of ASCE, 1933.
- [4] C. Zangar, Hydrodynamic pressure on dams due to horizontal earthquake, Denver, Colorado: Bureau of Reclamation, 1953.
- [5] A. TAIK, Equations aux dérivées partielles : méthode des différences finis, Mohamadia, 2008.
- [6] G. Fenves et A. Chopra, «Earthquake analysis and response of concrete gravity dams,» *UBC/EERC-84*, 1984.
- [7] G. Fenves et A. K. Chopra, «Simplified Earthquake Analysis Of Concrete Gravity Dams : Separate Hydrodynamic And Foundation Interaction Effects,» *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 111, n°119779, pp. 715-725, 1985.
- [8] P. Paultre. N. Bouaanani, «A closed-form formulation for earthquake-induced,» *Journal of Sound and Vibration*, vol. 261, pp. 573-582, 2002.
- [9] A. ISSELNANE, Investigation des effets d'intracation fluide-barrage avec prise en compte du fond absorbant par une approche simplifiée, Alger: Thèse d'Ingénieur, ENP, 2015.
- [10] A. Bonnet, La méthode de Newton et son histoire, Marseille: APMEP - Université de Provence, 2012.