

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie civil

**Investigation numérique des pressions  
hydrodynamiques sur barrages rigides en  
présence d'un fluide compressible**

**Réalisé par :**

Zakaria-Mohamed-Omar SAIDANI  
Abdellah SEDAD

**Sous la direction de :**

M. S. LAKEHAL & M. A. TADJADIT

**Présenté et soutenu publiquement le : 07 /07/2020**

**Composition du Jury :**

Président	M. A. BALI	Prof	ENP
Promoteur	M. S. LAKEHAL	MCB	ENP
Co-Promoteur	M. A. TADJADIT	MCB	EPAU
Examinatrices	Mme. D. CHERID	MCB	ENP
	Mme. H. MOHABEDDINE	MCB	ENP



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie civil

**Investigation numérique des pressions  
hydrodynamiques sur barrages rigides en  
présence d'un fluide compressible**

**Réalisé par :**

Zakaria-Mohamed-Omar SAIDANI  
Abdellah SEDAD

**Sous la direction de :**

M. S. LAKEHAL & M. A. TADJADIT

**Présenté et soutenu publiquement le : 07 /07/2020**

**Composition du Jury :**

Président	M. A. BALI	Prof	ENP
Promoteur	M. S. LAKEHAL	MCB	ENP
Co-Promoteur	M. A. TADJADIT	MCB	EPAU
Examinatrices	Mme. D. CHERID	MCB	ENP
	Mme. H. MOHABEDDINE	MCB	ENP

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail  
À mes très chers parents qui ont tout mis en œuvre  
Pour ma réussite et mon éducation  
À mes chers frères et mes chères sœurs qui m'ont toujours encouragé durant  
mon cursus  
À tous mes proches amis Akram, Chakib, Amine, Ahmed, Wail avec lesquels j'ai  
partagé des moments inoubliables tout au long de mon cursus  
À mon binôme  
À tous ceux que j'ai oubliés de citer  
Je vous dis merci*

**Abdellah**

*En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce modeste travail  
À la mémoire de ma défunte grand-mère dont l'affection  
est inoubliable  
À mes chers parents envers qui j'exprime ma profonde gratitude pour la mise en  
œuvre de tous les moyens nécessaires à ma réussite  
À mon petit frère Mehdi, ma chère sœur, son mari, ainsi à leurs adorables filles  
Danya et Meriem  
À mes oncles, mes cousins, mes cousines et toute ma famille  
À mes amis et tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.  
À mon binôme Abdellah  
À toute la promotion de Génie Civil 2017/2020  
Un grand merci à vous.*

**Zakaria-Mohamed-Omar**

# Remerciements

En tout premier lieu, nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui nous aide et qui nous a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Ce projet n'aurait pas pu être accompli sans l'aide et le soutien de plusieurs personnes. On tient à remercier notre promoteur Mr.S.LAKEHAL et on remercie également Mr.A.TADJADIT,co-promoteur, pour la grande qualité de son encadrement, ses conseils éclairés, ses encouragements continus. On tient à souligner particulièrement son expertise et sa disponibilité qui nous ont permis de mener à bien ce projet.

On remercie vivement le professeur Abderrahim BALI qui nous avons fait l'honneur de présider le jury, les docteurs Mme. H. MOHABEDDINE et Mme D. CHERID, qui ont bien voulu examiner ce travail et participer au jury.

On saisit cette occasion pour adresser nos vifs remerciements et à  
Présenter toute nos reconnaissances à tous les enseignants de département génie civil pour  
leur contribution à notre formation.

Nos remerciements s'adressent aussi à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de  
loin à l'élaboration de ce travail.

Finalement, on aimerait remercier nos familles, nos amis et nos collègues pour leur soutien  
Continu et leur encouragement constant.

## ملخص:

إن دراسة الضغوط الهيدروديناميكية الناتجة عن الاهتزازات الزلزالية والمطبقة على وجوه أسطح السدود الصلبة في ضلّ وجود مائع قابل للإنضغاط هي عامل رئيسي ومهم في تصميمها وتحديد أبعادها. في هذا العمل، تم تقديم حل عددي للمشكلة، والذي يحقق معادلة الحركة الرئيسية وجميع الشروط الحدية باستعمال طريقة العناصر المنتهية، حيث تم فحص تأثير المعايير الفيزيائية المختلفة على الضغط الزائد الهيدروديناميكي.

تم عرض النتائج العددية المحصل عليها لمختلف حالات السطح البيني سد-خزان، وتحليلها بعد ذلك يجعل من الممكن الحصول على تصميم مثالي من وجهة نظر اقتصادية، وأيضاً من حيث استقرار وسلامة الهيكل. وتم التحقق من صحة النتائج بالمقارنة مع حلول تحليلية وتجريبية أخرى موجودة والتي أثبت أنها متطابقة.

**الكلمات المفتاحية:** الضغوط الهيدروديناميكية، سد صلب، اهتزازات زلزالية، مائع قابل للإنضغاط، حل عددي، شروط حدية، العناصر المنتهية.

## Abstract:

The investigation of the hydrodynamic pressures generated by seismic loads acting on the upstream faces of rigid dams in the presence of a compressible fluid is an important and a key factor in their design and conception. In the present work, a numerical solution to the problem has been presented, which satisfies the governing equation of motion and all boundary conditions based on the finite element method. The effect of different geometrical and physical parameters on the hydrodynamic pressures has been examined.

The numerical results obtained are presented for various dam-reservoir interface cases, and their analysis subsequently makes it possible to obtain an ideal design from an economic point of view, but also in terms of the stability and safety of the structure. The results were validated by comparison with other existing analytical and experimental solutions, which proved to be in very good agreement.

**Keywords:** hydrodynamic pressures, rigid dam, seismic loads, compressible fluid, numerical solution, boundary conditions, finite element.

## Résumé :

L'investigation des pressions hydrodynamiques générées par les chargements sismiques agissant sur les faces amont des barrages infiniment rigides en présence d'un fluide compressible est un facteur clef et important pour leur conception et leur dimensionnement. Dans le présent travail, une solution numérique du problème a été présentée, elle satisfait l'équation gouvernante du mouvement et toutes les conditions aux limites en se basant sur la méthode des éléments finis. L'effet de différents paramètres géométriques et physiques sur les surpressions hydrodynamique a été examiné.

Les résultats numériques obtenus sont présentés pour différents cas de figures de l'interface barrage-réservoir dont leur analyse permet par la suite d'obtenir une conception idéale d'un point de vue économique, mais aussi en termes de stabilité et de sécurité de l'ouvrage. Les résultats ont été validés par comparaison avec d'autres solutions analytiques et expérimentales existantes, qui se sont révélées en très bon accord.

**Mots clés :** pressions hydrodynamiques, barrage rigide, chargement sismique, fluide compressible, solution numérique, condition aux limites, éléments finis.

# *Table des matières*

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notations	
Introduction générale.....	11
CHAPITRE 1 : Synthèse bibliographique .....	14
1.1 Introduction : .....	15
1.2 Généralités sur les barrages : .....	15
1.2.1 Définition : .....	15
1.2.2 Choix du site : .....	15
1.2.3 Différents types de barrages : .....	16
1.2.4 Techniques de construction : .....	20
1.3 Généralités sur les séismes : .....	21
1.3.1 Définition : .....	21
1.3.2 Origine du séisme : .....	21
1.3.3 Les ondes sismiques : .....	22
1.3.3.1 Ondes de volumes : .....	22
1.3.3.2 Ondes de surfaces: .....	23
1.3.4 Enregistrement des séismes : .....	24
1.3.5 Comment mesure-t-on les séismes ? .....	25
1.3.5.1 La magnitude : .....	25
1.3.5.2 L'intensité: .....	25
1.3.6 Effets du séisme sur les barrages : .....	25
1.4 Hydrodynamique des fluides : .....	28
1.4.1 Propriétés des fluides : .....	28
1.4.2 Définition de l'hydrodynamique : .....	29
1.5 Conclusion : .....	31
CHAPITRE 2 :Les différentes approches du problème .....	32
2.1 Introduction : .....	33
2.2 Historique : .....	33
2.3 Méthode de la masse ajoutée de Westergaard : .....	34
2.4 Méthode de Zangar : .....	36
2.5 Méthodes semi analytiques de Avilés : .....	37
2.6 Méthode numérique par les éléments finis : .....	38
2.6.1 Démarche élément finis : .....	38
2.7 Conclusion : .....	44
CHAPITRE 3 :Formulation mathématique du problème.....	45
3.1 Introduction : .....	46
3.2 Hypothèses fondamentales : .....	46

3.3	Équations du mouvement :	47
3.3.1	Formulation de l'équation gouvernante :	47
3.4	Condition aux limites :	49
3.4.1	Interface fluide-structure $\Gamma 1 \cup \Gamma 2$ :	49
3.4.2	Condition au fond du réservoir $\Gamma 3$ :	50
3.4.3	La limite de troncature $\Gamma 4$ :	50
3.4.4	Condition à la surface libre $\Gamma 5$ :	51
3.5	Conclusion :	52
Chapitre 4 :La modélisation numérique par la méthode des éléments finis.....		53
4.1	Introduction :	54
4.2	Utilisation du logiciel MATLAB :	54
4.3	Modélisation du réservoir :	55
4.3.1	Formulation variationnelle du problème :	56
4.3.2	Discretisation Spatiale :	57
4.4	Méthodes de résolution via Matlab :	59
4.4.1	Caractéristiques de Maillage et élément de référence :	60
4.4.2	Organigramme des Programmes élaborés sous langage Matlab :	63
4.4.2.1	Organigramme de repérage des nœuds appartenant à l'interface :	63
4.4.2.2	Organigrammes de résolution du problème via l'approche scripte:	67
4.4.2.3	Extension à l'algorithme de traitement du signal sismique :	69
4.5	Conclusion :	71
Chapitre 5 : Résultats & discussions .....		72
5.1	Introduction :	73
5.2	Application numérique et validation des résultats :	74
5.2.1	Cas d'un barrage rigide à face amont vertical ( $\theta = 0, c=1$ ) :	74
5.2.1.1	L'effet de la position de la limite de troncature :	75
5.2.2	Cas d'un barrage rigide à fruit unique ( $\theta \neq 0, c = 0$ ) :	76
5.2.3	Extension de l'étude pour le cas des barrages rigides à double fruits( $\beta \neq 0, c \neq 0$ ):	79
5.3	Effet de la compressibilité :	80
5.4	L'effet de la fréquence d'excitation :	82
5.5	Analyse de la réponse sismique induite par accélérogramme :	84
5.6	Conclusion :	87
Conclusion générale .....		88
Références bibliographiques .....		91
Annexes .....		96

## ***LISTE DES TABLEAUX***

<b>Tableau 5-1</b> Comparaison entre les pressions obtenues par MEF et celles de Westergaard pour différentes hauteurs de fluide dans le réservoir .....	74
<b>Tableau 5-2</b> La pression hydrodynamique au fond du parement amont du barrage pour différents longueurs 'L' .....	75
<b>Tableau 5-3</b> Coefficients de pressions hydrodynamique $C_p$ pour différents angles d'inclinaison du parement amont du barrage .....	78
<b>Tableau 5-4</b> $C_{pmax}$ et $C_{pfond}$ pour différentes inclinaisons du parement amont d'un barrage rigide à fruit irrégulier. ....	80
<b>Tableau 5-5</b> Comparaison de pressions hydrodynamiques au fond d'un barrage rigide vertical en fonction de la hauteur du fluide dans le réservoir pour les deux cas de la figure. ....	80
<b>Tableau 5-6</b> Les pressions au fond du barrage en fonction de la célérité des ondes de pression et comparaison avec le cas de l'incompressibilité du fluide .....	81

## **LISTE DES FIGURES**

<b>Figure 1-1</b> Coupe schématique d'un barrage sur site .....	16
<b>Figure 1-2</b> Barrage poids ( Dworshak ,ÉtatsUnis) .....	17
<b>Figure 1-3</b> Barrages-voûtes (voulgans ,France) .....	17
<b>Figure 1-4</b> Barrage à contreforts (Roselend, france).....	18
<b>Figure 1-5</b> Barrage en terre homogène (Serre-Ponçon,France) .....	19
<b>Figure 1-6</b> Barrage en remblai zoné (Grand-Maison, France) .....	19
<b>Figure 1-7</b> Barrage à masque (Montézic, France).....	20
<b>Figure 1-8</b> Plaques tectoniques.....	21
<b>Figure 1-9</b> Propagation des ondes P .....	22
<b>Figure 1-10</b> Propagation des ondes S .....	23
<b>Figure 1-11</b> Propagation des ondes de RAYLEIGH.....	23
<b>Figure 1-12</b> Propagation des ondes de LOVE.....	24
<b>Figure 1-13</b> Exemple de graphe d'un sismogramme numérique avec piquage du temps d'arrivée des ondes P et S .....	24
<b>Figure 1-14</b> Barrage de Lower Van Norman après le séisme de San Fernando en 1971 .....	26
<b>Figure 1-15</b> Rupture du barrage de Fujinuma (Séisme de Tohoku mars 2011).....	26
<b>Figure 1-16</b> Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan).-rupture au droit de la faille- .....	27
<b>Figure 2-1</b> Profil de pression de westergaard.....	34
<b>Figure 2-2</b> Présentation de la masse ajoutée de Westergaard .....	35
<b>Figure 2-3</b> Coefficients de pression $C_m$ pour des faces à inclinaison constante .....	36
<b>Figure 2-4</b> Etapes de l'analyse d'un problème de limites.....	38
<b>Figure 2-5</b> Discrétisation du domaine .....	40
<b>Figure 2-6</b> Transformation d'un élément fini de référence en un élément fini réel.....	41
<b>Figure 2-7</b> Transformations géométriques d'éléments à une dimension avec en haut, l'élément réel et en bas, l'élément parent.....	41
<b>Figure 3-1</b> système barrage -réservoir soumis à un mouvement horizontal de sol .....	47
<b>Figure 3-2</b> Fluctuations de surface libre.....	51
<b>Figure 4-1</b> élément de référence triangulaire linéaire.....	60
<b>Figure 4-2</b> Maillage fin généré par l'algorithme preR2013a.....	61
<b>Figure 4-3</b> Maillage fin de type ' <b>Hmax =5</b> ' généré par <b>generateMesh</b> .....	62
<b>Figure 4-4</b> L'orientation et la numération des frontières .....	63
<b>Figure 5-1</b> Distribution du coefficient des pressions pour des différents longueurs 'L' .....	76
<b>Figure 5-2</b> Barrage à fruit unique .....	77
<b>Figure 5-3</b> La distribution du coefficient des pressions hydrodynamique pour différents angles d'inclinaison. ....	77
<b>Figure 5-4</b> Distribution de coefficient des pressions hydrodynamique pour un barrage rigide à fruit composé.....	79
<b>Figure 5-5</b> La variation du pressions hydrodynamiques au fond du barrage en fonction de temps pour différentes fréquences d'excitation .....	82
<b>Figure 5-6</b> La distribution du coefficient de pression hydrodynamique pour un barrage totalement incliné ; $\theta = 30^\circ$ , $H = 100m$ .....	83
<b>Figure 5-7</b> Enregistrements du séisme de Elcentro1940 : (a) l'accélération en fonction de temps ;(b) spectre de Fourier.....	84

<b>Figure 5-8</b> Enregistrements du séisme de Boumerdès à la station du Kouba (2003) .....	85
<b>Figure 5-9</b> Coefficient de pression hydrodynamique au fond de réservoir dû au séisme Elcentro (H=150m).....	85
<b>Figure 5-10</b> Variation des pressions hydrodynamiques en fonction du temps à la base du barrage soumis à l'accélérogramme de Boumerdès (station Kouba).....	86
<b>Figure B-1</b> Courbes iso-pressions ( $\theta=0, c=0$ ).....	98
<b>Figure B-2</b> Courbes iso-pressions( $\theta=30^\circ, c=0$ ). .....	98
<b>Figure B-3</b> Courbes iso-pressions ( $\theta=45^\circ, c=0$ ).....	98
<b>Figure B-4</b> Courbes iso-pressions( $\theta=49.11^\circ, c=0.5$ ).....	99
<b>Figure B-5</b> Courbes iso-pressions( $\theta=66.59^\circ, c=0.25$ ).....	99
<b>Figure B-6</b> Courbes iso-pressions(fluide compressible) à $t=16.32$ s, séisme de Boumerdés..	99

## *NOTATIONS*

$C$	: Célérité des ondes de compression.
$C_p$	: Coefficient de pressions hydrodynamiques.
$C_s$	: Coefficient d'accélération sismique horizontale.
$g$	: Accélération gravitationnelle ( $m/s^2$ ).
$H$	: Hauteur de l'eau dans le réservoir.
$H_f$	: Hauteur de la partie verticale du barrage.
$K$	: Coefficient de compressibilité.
$k$	: Nombre d'ondes de compression.
$L$	: Longueur du réservoir.
$\vec{n}$	: La normale de l'interface barrage-réservoir.
$p$	: Pression hydrodynamique.
PGA	: Peak Ground Acceleration (L'accélération maximale du sol).
$T$	: Période d'excitation.
$\ddot{u}_g$	: Accélération horizontale du sol.
$y$	: La hauteur à partir au fond du réservoir.
$\rho$	: La masse volumique de fluide.
$\gamma$	: Le poids spécifique.
$\chi$	: La compressibilité du fluide.
$\omega$	: Pulsation angulaire d'excitation.
$\omega_1$	: Pulsation angulaire fondamentale du réservoir.
$\beta$	: Rapport de la pulsation de l'excitation sismique à celle du mode fondamental du réservoir.
$\eta$	: Fréquence adimensionnelle.
$\Omega$	: Domaine du réservoir.
$\Gamma_1$	: Frontière délimitant la partie inclinée de l'interface barrage -réservoir.
$\Gamma_2$	: Frontière délimitant la partie verticale de l'interface barrage-réservoir.
$\Gamma_3$	: Frontière délimitant la surface libre de l'eau dans le réservoir.
$\Gamma_4$	: Frontière de troncature du réservoir.
$\Gamma_5$	: Frontière délimitant le fond du réservoir.
$\nabla$	: Opérateur différentiel gradient.
$\Delta$	: Opérateur différentiel Laplacien.
$\theta$	: L'angle d'inclinaison de la face amont par rapport à la verticale.

---

## *Introduction générale*

---

## **Introduction :**

Depuis les temps anciens, l'humanité a construit énormément de barrages et de réservoirs artificiels qui régulent une grande quantité de mètres cubes d'eau. Cette eau stockée et régulée est utilisée pour l'alimentation en eau de la population, l'irrigation. En outre l'évolution démographique et économique exigent des réservoirs en plus grand nombre pour retenir les excédents hydrologiques saisonniers afin de pouvoir satisfaire avec constance les plus grands besoins en eau des populations, des cultures, des industries. Les barrages jouent un rôle important dans la vie quotidienne de l'être humain mais ils peuvent aussi devenir un risque qui menace sa vie, notamment en cas d'occurrence de séisme. Ce dernier n'est dangereux pour les vies humaines qu'à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages. L'essentiel de réaliser des ouvrages capables de résister aux mieux aux plus dommageable des effets de séisme. C'est pour cette raison le barrage représente l'un des éléments les plus importants parmi les différents projets de construction qui nécessite une protection élevée contre les risques extérieurs, car sa rupture aurait des conséquences catastrophiques.

Il est important d'étudier le comportement dynamique des barrages, en tenant compte toutes les disciplines telles que l'hydrodynamique, la mécanique des solides, la dynamique des structures et aussi les différentes interactions (fluide-structure, structure-sol, structure - structure...).

## **Problématique :**

Les ouvrages de Génie Civil tels que les barrages sont constamment soumis à des contraintes statiques résultant de leurs propres poids, des pressions hydrostatiques etc. Lorsqu'ils sont soumis à un séisme, plusieurs facteurs, qui affectent la réponse dynamique peuvent être remarqués comme les forces d'inertie qui viennent s'ajouter au poids, des fluctuations de pression hydrodynamiques s'ajoutent aux pressions hydrostatiques, dont ces pressions hydrodynamiques se produisent lorsque le mouvement de sol sur le barrage engendre une propagation d'ondes de compression vers la direction amont du réservoir.

De plus, le problème des pressions hydrodynamiques agissant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe, car l'investigation de ces pressions exige de tenir compte de plusieurs paramètres qui dépendent du barrage, du réservoir et du fluide contenu dans le réservoir. De nombreuses études ont été effectuées pour tenter d'évaluer ces surcharges dynamiques dues aux séismes afin de calculer les résultantes des efforts tranchants et les moments de flexion générés par ces pressions hydrodynamiques pour les besoins de la conception parasismique et le dimensionnement des barrages dont l'intérêt principal est de construire un ouvrage stable et sécurisé.

## **Objectifs de l'étude :**

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier et analyser les pressions hydrodynamiques agissant sur les parements amont des barrages infiniment rigides sous excitations sismiques horizontales dans les cas de fluide compressible et incompressible, non visqueux (fluide parfait), présentant un fond rigide et horizontal.

À cet effet, nous nous sommes intéressés dans cette étude, essentiellement aux calculs des pressions hydrodynamiques et aux effets de divers paramètres critiques, entre autres, la hauteur de l'eau dans le réservoir, la compressibilité du fluide, la fréquence d'excitation sismique et la géométrie de l'interface barrage-réservoir, sur la distribution des pressions hydrodynamiques agissant sur les barrages. Pour cela, des programmes de calcul numérique ont été élaborés via le langage Matlab pour répondre aux besoins de notre calcul en utilisant le concept de la méthode des éléments finis.

## **Organisation du mémoire :**

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres incluant cette introduction générale qui décrit d'une manière globale le présent travail.

Le premier chapitre s'agit d'une synthèse bibliographique abordant quelques notions fondamentales sur les barrages, les séismes et aussi l'hydrodynamique en général. Dans le deuxième chapitre, on aborde les différentes approches analytiques, semi-analytiques et expérimentales du problème disponible dans la littérature spécialisée et aussi les méthodes numériques basées sur les éléments finis.

Le troisième chapitre est consacré à la formulation mathématique du problème, l'écriture des équations gouvernantes de propagation des ondes de compression dans le réservoir dans les cas de fluides compressible et incompressible. Les conditions aux limites sont également bien cernées.

Le quatrième chapitre concerne la modélisation numérique du réservoir par la méthode éléments finis en développant le processus de résolution et les programmes élaborés sous langage Matlab.

Finalement, le cinquième chapitre est dédié aux applications numériques et les discussions sur les résultats obtenus. Ces dernières sont présentées et commentées pour chaque cas de figure en les comparant avec d'autres résultats issus des méthodes analytiques, semi-analytiques et expérimentales pour les besoins de validation. Et en dernier, nous exposerons les principales conclusions issues de cette étude.

---

## ***CHAPITRE 1 : Synthèse bibliographique***

---

## **1.1 Introduction :**

Par leur complexité, les barrages, imposantes constructions du génie civil, peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils présentent par ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions. Ils jouent cependant deux rôles principaux : D'une part, celui de stocker les apports d'eau pour répondre aux besoins des populations et d'autre part, celui, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention des sédiments, protection contre les avalanches) [1].

Cependant, leur rupture peut engendrer des conséquences dévastatrices pour les populations avoisinantes surtout dans un cas de tremblement de terre, c'est pour cela que l'avènement des séismes à travers l'histoire a rappelé l'importance de l'évaluation de la sécurité des barrages soumis à d'importants séismes et de mieux comprendre les dangers que peuvent subir d'une manière générale les ouvrages hydrauliques. Donc, il est primordial pour l'ingénieur concepteur d'étudier le comportement dynamique des barrages en modélisant le problème correctement en vue de l'évaluation de leurs performances, leurs stabilités et leur sécurité.

Ce chapitre introductif met en évidence les différentes notions et méthodes relatives à la thématique de cette étude en abordant les aspects des barrages et de la sismologie ainsi que quelques notions fondamentales sur l'hydrodynamique des fluides.

## **1.2 Généralités sur les barrages :**

### **1.2.1 Définition :**

Un barrage est un ouvrage hydraulique artificiel coupant le lit d'un cours d'eau afin de relever le niveau d'une étendue d'eau à titre permanent ou provisoire et servant soit à en assurer la régulation, soit à alimenter en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie [2].

### **1.2.2 Choix du site :**

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations [1], c'est pour cela lors de l'identification de sites, les points principaux suivants sont examinés :

- La forme de la vallée (morphologie),
- Les conditions géologiques, géotechniques et topographiques et hydrologie,
- La disponibilité de matériaux de construction,
- La sismicité,
- Les conditions climatiques et la maîtrise des crues.

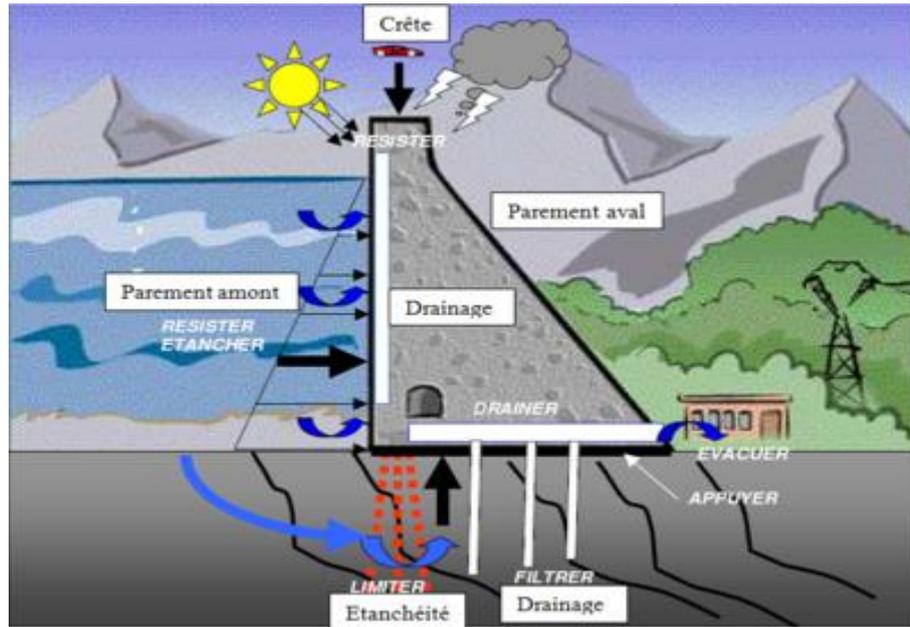


Figure 1-1 Coupe schématique d'un barrage sur site

### 1.2.3 Différents types de barrages :

Selon la nature du matériau de construction utilisé, on classe les barrages selon deux grandes catégories [1] :

- Les barrages en béton,
- Les barrages en remblai (digues).

#### 1.2.3.1 Les barrages en béton et en maçonnerie :

Les barrages en béton ou maçonnerie autorisent des formes qui tiennent compte de la qualité du sol de fondation et de la forme de la vallée. Il existe trois types de barrage en béton [3] :

- **Barrage-poids :**

Un barrage poids est un massif en maçonnerie ou en béton dont la stabilité, sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du barrage. Sa section verticale transversale des barrages poids a une forme très proche d'un triangle rectangulaire.

Les barrage-poids sont réalisés généralement en Béton Conventionnel Vibré (BCV) ou en Béton Compacté au Rouleau (BCR).

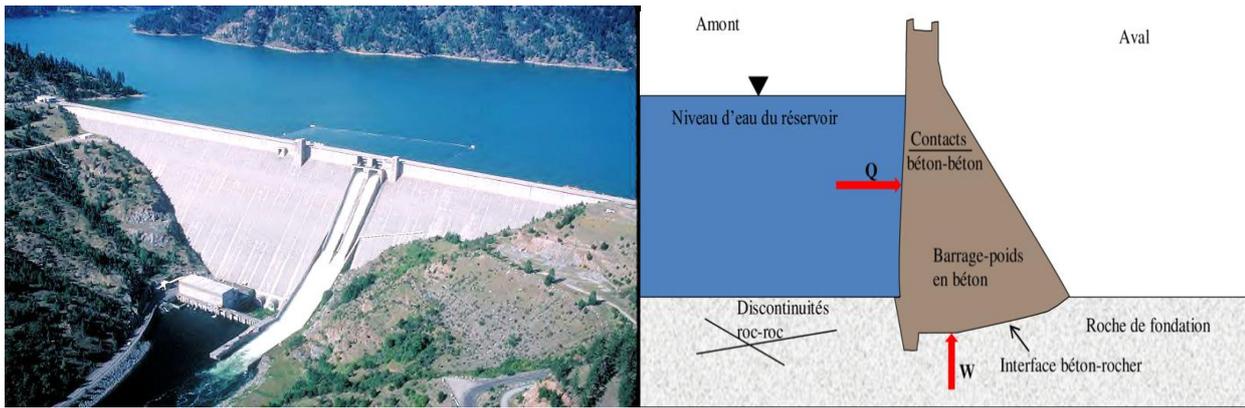


Figure 1-2 Barrage poids ( Dworshak ,ÉtatsUnis)

- **Barrages-voûtes :**

Les barrages-voûtes sont des ouvrages remarquables par leurs dimensions, leur finesse. Ils tirent au maximum partie de la capacité de résistance des matériaux et du rocher de fondation. Leur conception est aussi plus complexe que pour les autres types de barrages [4].

Un barrage-voûte résiste à la pression de l'eau par l'effet voûte, c'est à dire en s'arc-boutant sur les flancs de la vallée. Son mode de résistance est donc très différent de celui d'un barrage-poids et met en jeu, non plus l'équilibre statique de tranches verticales parallèles, mais l'équilibre élastique de l'ensemble de l'ouvrage.

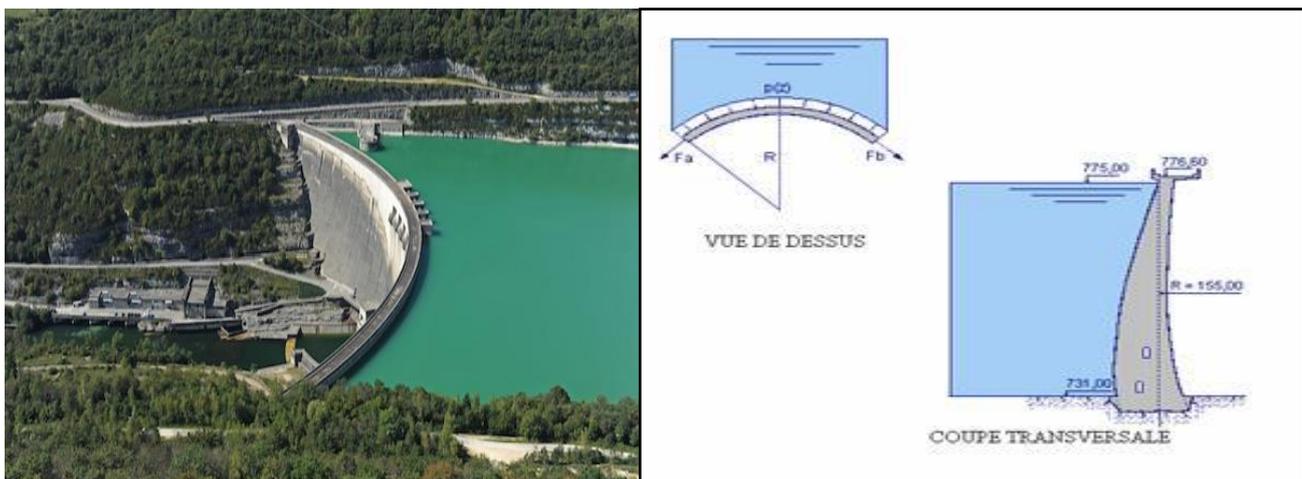


Figure 1-3 Barrages-voûtes (voulgans ,France)

- **Barrages à contreforts :**

Les barrages à contreforts sont des barrages rigides en béton constitués [4]:

- Des murs, généralement de forme triangulaire, construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière. Ces murs sont les contreforts.

- Des bouchures entre les contreforts pour maintenir l'eau de la retenue. Ces bouchures s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau.

Ces barrages offrent un avantage considérable pour la quantité de béton nécessaire : il faut 4 à 5 fois moins de béton pour un barrage à contreforts par rapport à un barrage-poids de même hauteur. Inversement, il s'agit de structures complexes, plus sensibles aux effets thermiques et aux séismes et qui nécessitent une attention particulière pour le contact avec le rocher de fondation.



*Figure 1-4 Barrage à contreforts (Roselend, France)*

### 1.2.3.2 Les barrages en remblai :

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (100 m ou plus) [5].

Il existe trois types des barrages en remblai :

- **Barrages en terre homogène :**

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

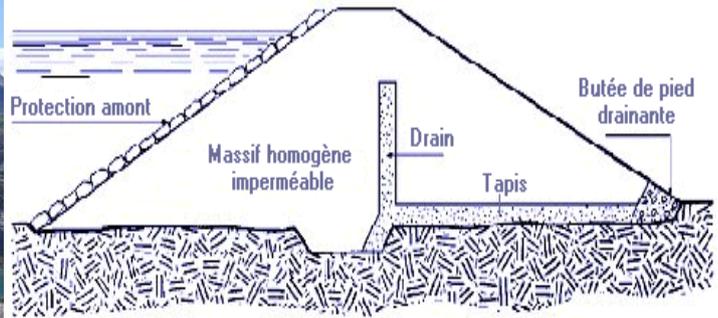


Figure 1-5 Barrage en terre homogène (Serre-Ponçon, France)

- **Barrages en remblai zoné :**

Les barrages zonés sont d'une conception bien plus récente et moderne que les barrages simples en terre. Ils séparent les fonctions principales dans des matériaux distincts [4]:

- Une zone centrale, appelée noyau, assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, elle est constituée de matériaux argileux, imperméable. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. Il peut être vertical ou incliné.
- Des recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale, apporte la fonction de stabilité. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière.

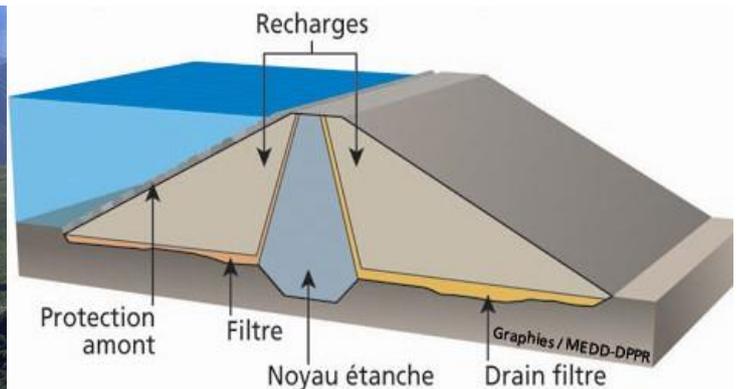
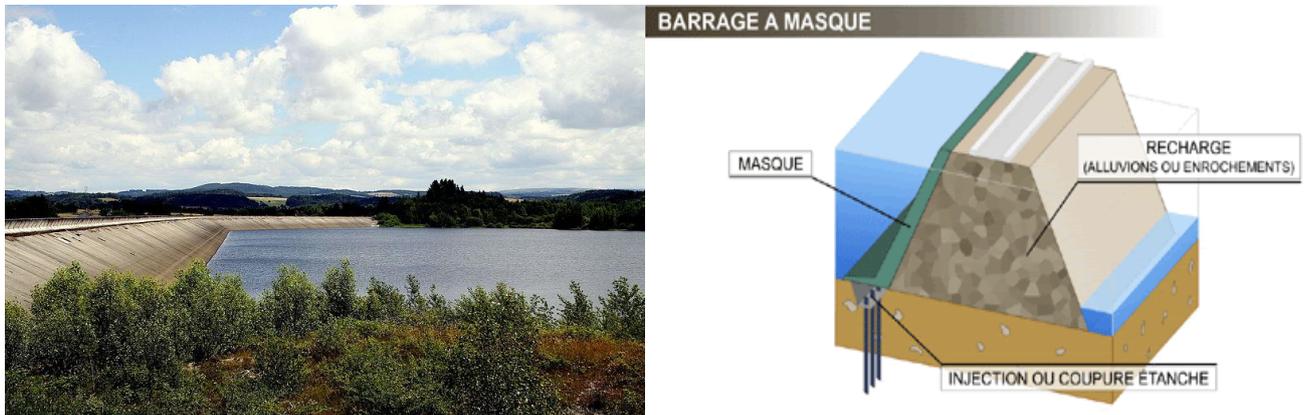


Figure 1-6 Barrage en remblai zoné (Grand-Maison, France)

- **Barrage à masque amont :**

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, classiquement réalisé en béton est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir.



*Figure 1-7 Barrage à masque (Montézic, France)*

#### 1.2.4 Techniques de construction :

D'une façon générale, un barrage est soumis à plusieurs forces. Les plus significatives sont [6]:

- La poussée hydrostatique exercée par l'eau sur son parement exposé à la retenue d'eau ;
- Les sous-pressions (poussée d'Archimède), exercées par l'eau percolant dans le corps du barrage ou la fondation ;
- Les éventuelles forces causées par l'accélération sismique.

Pour résister à ces forces, deux stratégies sont utilisées :

- Construire un ouvrage suffisamment massif pour résister par son simple poids, qu'il soit rigide (barrage-poids en béton) ou souple (barrage en remblai) ;
- Construire un barrage capable de reporter ces efforts vers des rives ou une fondation rocheuse résistante (barrage-voûte, barrage à voûtes multiples...).

### 1.3 Généralités sur les séismes :

#### 1.3.1 Définition :

Les séismes sont des secousses du sol résultant de la libération brusque d'énergie provoquée par une rupture brutale des roches le long d'un plan de faille [7]. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur  $g$ , sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes.

#### 1.3.2 Origine du séisme :

Les séismes se produisent à cause du déplacement des plaques tectoniques, les unes par rapport aux autres. Le déplacement de ces plaques est dû à un certain refroidissement de la planète Terre.

Dans certaines régions, les plaques tectoniques s'affrontent, ce qui entraîne une accumulation d'énergie donc de contraintes (forces) le long des zones des failles. Lorsque cette accumulation devient très importante et dépasse le seuil critique, l'équilibre de contact entre les deux plaques est rompu, la faille cède générant ainsi le séisme. En d'autres termes, on peut ainsi dire qu'un séisme est une vibration du sol, causée par une fracture brutale des roches en profondeur, créant des failles dans le sol et parfois en surface. L'activité sismique est concentrée le long de failles, en général à proximité des frontières entre ces plaques.

Lorsque les frottements au niveau d'une de ces failles sont importants, le mouvement entre les deux plaques est bloqué. En ce qui concerne l'Algérie, c'est l'affrontement entre la plaque tectonique africaine et la plaque eurasiennne en Méditerranée qui provoque toute l'activité sismique du nord du pays [8]. L'énergie est alors stockée le long de la faille. La libération brutale de cette énergie permet de rattraper le mouvement des plaques. Le déplacement instantané qui en résulte est la cause des séismes.

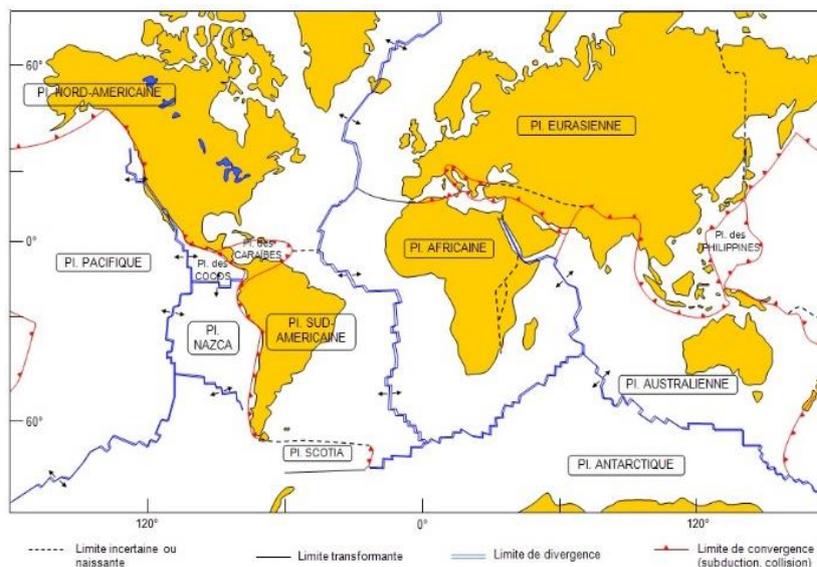


Figure 1-8 Plaques tectoniques

### 1.3.3 Les ondes sismiques :

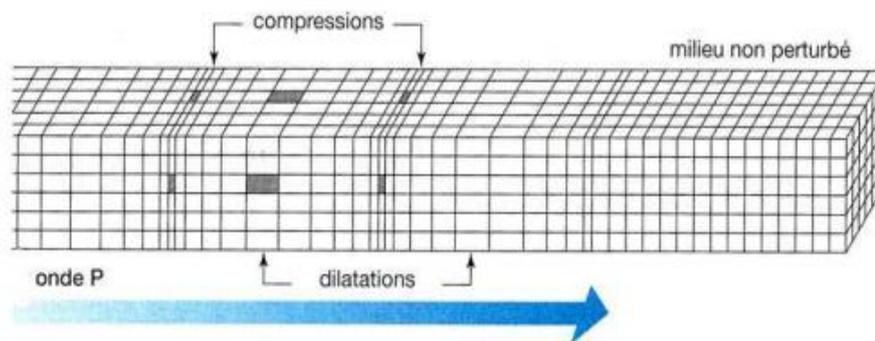
Les ondes sismiques sont des ondes élastiques. L'onde peut traverser un milieu sans le modifier durablement. L'impulsion de départ va "pousser" des particules élémentaires, qui vont "pousser" d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont "pousser" les particules suivantes et reprendre leur place, etc. Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface [7].

#### 1.3.3.1 Ondes de volumes :

Elles se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur [9].

- **Les ondes primaires (P) :**

Les ondes P ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Elles se matérialisent par un mouvement préférentiel d'une particule parallèlement à la direction de propagation. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde.



*Figure 1-9 Propagation des ondes P*

Ce sont les plus rapides ( $6 \text{ km.s}^{-1}$  Près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre.

- **Les ondes secondaires (S) :**

Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la terre.

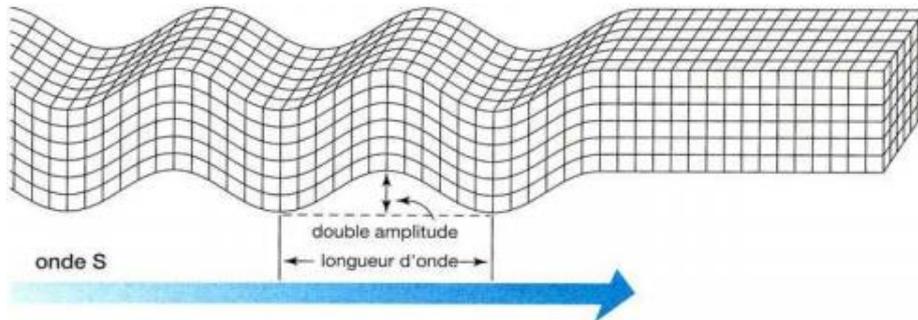


Figure 1-10 Propagation des ondes S

Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (de l'ordre de 60%), elles apparaissent en second sur les sismogrammes (composantes horizontales).

### 1.3.3.2 Les ondes de surface :

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable à celui des rides qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes de volume, mais leur amplitude est généralement plus forte [9].

- **Les ondes de RAYLEIGH :**

Résultant d'interférences constructives entre les ondes  $Pv$  et  $Sv$  verticales, les ondes de Rayleigh ont un déplacement complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical, rétrograde à faible profondeur  $R$  et pro grade pour une profondeur supérieure au cinquième de la longueur d'onde ( $\lambda$ ). Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes.

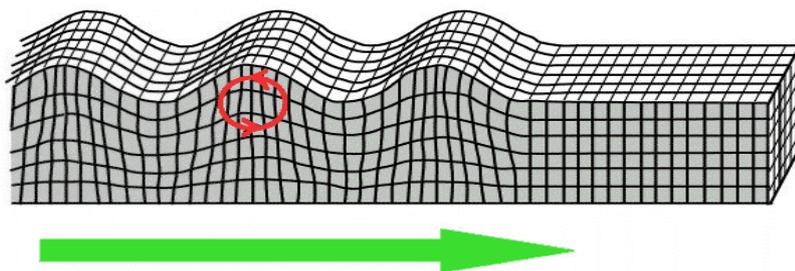


Figure 1-11 Propagation des ondes de RAYLEIGH

- **Les ondes de LOVE :**

Résultant d'interférences constructives entre les ondes  $Ph$  et  $Sh$  horizontales, les ondes de Love ont un déplacement similaire à celui des ondes S sans mouvement vertical. Les particules du sol sont déplacées d'un côté à l'autre dans un plan horizontal perpendiculairement à sa direction de propagation engendrant ainsi un ébranlement horizontal qui est la cause de

nombreux dégâts aux fondations des édifices. La vitesse moyenne de propagation des ondes de Love  $V_L \approx 4\text{km/s}$ .

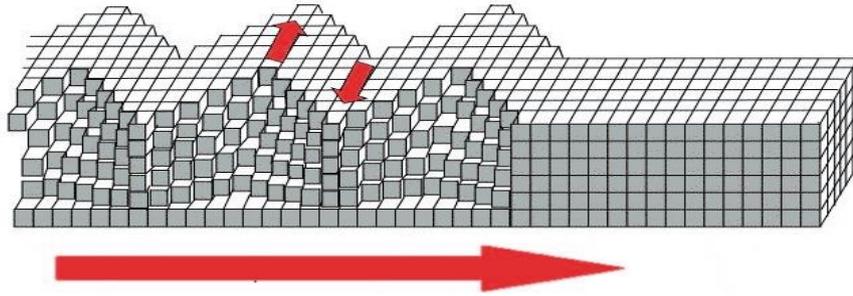


Figure 1-12 Propagation des ondes de LOVE

### 1.3.4 Enregistrement des séismes :

L'enregistrement est réalisé sur papier photographique ou sur bande magnétique. Ce dernier permet de rejouer l'enregistrement avec éventuellement des filtrages ou amplifications [9]. Les enregistrements des secousses en fonction du temps sont appelés sismogrammes (figure 1.14). Ceux-ci caractérisent donc les mouvements sismiques du sol sur un site donné et pour un séisme déterminé. Ils fournissent également la durée précise des tremblements de terre.

Sur un autre site, à égale distance de l'épicentre, l'enregistrement du même séisme sera différent, étant donné que l'amplitude et le contenu fréquentiel des ondes sismiques sont inégalement modifiés pendant le trajet entre le foyer du séisme et les stations d'enregistrement. Ces modifications sont dues aux différences des caractéristiques physiques, mécaniques et géométriques des divers milieux traversés.

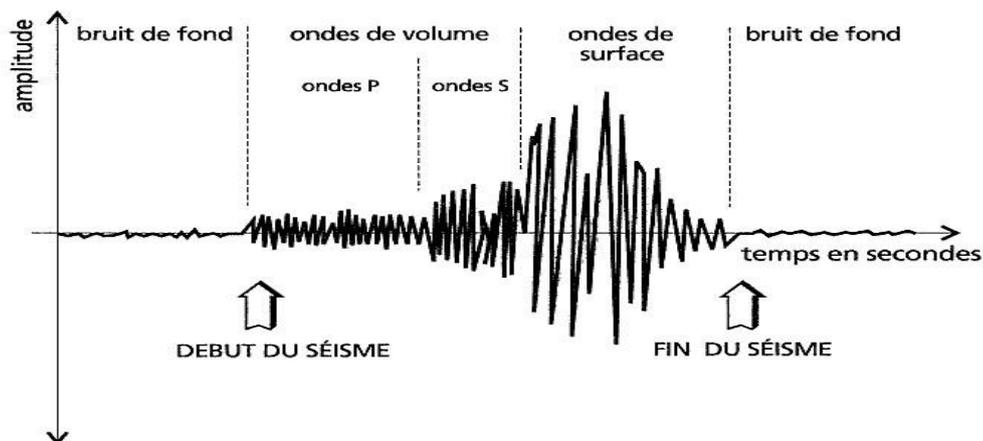


Figure 1-13 Exemple de graphe d'un sismogramme numérique avec piquage du temps d'arrivée des ondes P et S

### 1.3.5 Comment mesure-t-on les séismes ?

#### 1.3.5.1 La magnitude :

La magnitude dite de Richter instaurée par ce dernier en 1935 est basée sur la mesure de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme. Elle se caractérise par l'énergie du séisme libérée sous forme d'onde. La magnitude est définie comme le logarithme décimal de cette valeur. Cette dernière est très variable d'une station sismique à l'autre car la radiation sismique d'un séisme n'est pas toujours homogène [9].

La magnitude de Richter est la plus ancienne et la plus connue du grand public mais elle devient très peu utilisée par les sismologues. Depuis quelques années, la magnitude Moment devient la nouvelle référence internationale.

#### 1.3.5.2 L'intensité :

L'intensité caractérise les effets du séisme à la surface terrestre. Elle témoigne du ressenti de la population d'éventuels dommages associés sur les constructions ou sur l'environnement. Elle est en général maximale à l'aplomb du plan de faille, on parle d'intensité épiscopentrale. L'intensité s'exprime généralement en chiffres romains afin de la distinguer de la magnitude (Chiffres arabes) [7].

Plusieurs échelles se sont succédé pour définir l'intensité des séismes dont le premier a été introduite par Mercalli en 1902. Or depuis 1996, la 25<sup>ème</sup> Assemblée Générale de la Commission Sismologique Européenne recommande fortement l'usage de la nouvelle échelle EMS98 (L'Échelle Macrosismique Européenne) pour évaluer l'intensité sismique d'un tremblement de terre.

#### Remarque :

Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond sera potentiellement peu destructeur et aura donc une faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel (quelques kilomètres de profondeur), même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une forte intensité [9].

### 1.3.6 Effets du séisme sur les barrages :

L'analyse du comportement des ouvrages ayant connu des séismes majeurs représente une importante source d'informations utile pour évaluer les zones sensibles et les mécanismes potentiels de rupture.

La commission internationale des grands barrages stipule que les dommages dus aux barrages et à leurs installations annexes peuvent résulter d'un mouvement direct d'une faille sous les fondations du barrage ou le mouvement du sol induit sur le site du barrage par un séisme situé à une certaine distance du barrage [10]. Le second est communément observé,

Cependant, la première se traduit par des problèmes plus graves pour les barrages et leurs ouvrages annexes [11].

Les accidents de barrages liés à des séismes sont plutôt rares ; D'après La commission internationale des grands barrages les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai [10]. On retient surtout la rupture partielle, très étudiée, du barrage en remblai de Van Norman (séisme de San Fernando du 9 février 1971), et plus récemment, la rupture du barrage d'irrigation de Fujinuma au Japon lors du séisme de Tohoku le 11 mars 2011.



**Figure 1-14** Barrage de Lower Van Norman après le séisme de San Fernando en 1971



**Figure 1-15** Rupture du barrage de Fujinuma (Séisme de Tohoku mars 2011)

D'une manière plus détaillée les effets du séisme sur un barrage varie suivant la nature de ce dernier [7]:

- **Barrages en remblai :**

Les dégâts occasionnés à ces barrages sont, la plupart du temps, limités à des fissurations et surtout à des tassements de la crête, d'autant plus importants que les remblais avaient été mal compactés à la construction. C'est notamment le cas pour des barrages réalisés par remblayage hydraulique (avec des phénomènes de liquéfaction du remblai se superposant aux phénomènes de tassement).

Les effets constatés ou possibles des séismes sur les barrages en remblai sont les suivants :

- Tassements du barrage susceptibles de générer des fuites par fissuration d'un masque amont rigide ou des déversements sur la crête ;
- Liquéfaction de la fondation ;

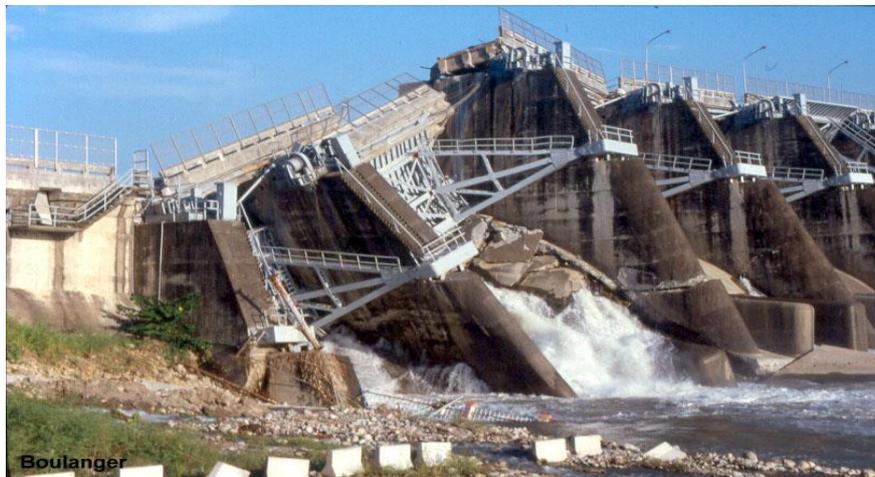
- Glissement des parements amont ou aval dans des matériaux non cohésifs, mal compactés et saturés d'eau (remblais hydrauliques ou dépôts de stériles), sous l'effet de l'augmentation des sous-pressions, souvent après la fin du séisme ;
- Déplacements différentiels de diverses parties du barrage pouvant générer des fissures et donc des phénomènes d'érosion interne et de création de renards ;
- Ruptures de conduites rigides en charge dans le remblai avec des risques d'érosion des matériaux le long de la conduite et apparition de renards.

- **Barrages en béton ou en maçonnerie**

Qu'il s'agisse de barrages-voûtes ou de barrage-poids, en béton ou en maçonnerie, la stabilité globale des ouvrages n'a pas été mise en cause et les dégâts observés se sont traduits principalement :

- Par l'apparition de fissures en partie supérieure des ouvrages localisées en général à des changements d'inertie des structures, en particulier lorsque le parement aval comporte une rupture de pente
- Par des ouvertures ou des décalages au droit des joints de plots.

Aucun barrage en béton ou en maçonnerie n'a subi de destruction à l'occasion des séismes les plus violents, à l'exception de la ruine du barrage de dérivation de Shih-Kang (Taïwan). La présence d'une faille, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, provoqua un rejet vertical de 7,7 m entre les pertuis vannés de la rive droite mais sans lâcheur catastrophique d'eau de la retenue (Figure 1-18).



**Figure 1-16** Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan). – rupture au droit de la faille-

## 1.4 Hydrodynamique des fluides :

### 1.4.1 Propriétés des fluides :

Tous les fluides possèdent des caractéristiques permettant de décrire leurs conditions physiques dans un état donné. On essaie d'exprimer ces caractéristiques, qu'on appelle propriétés du fluide, au moyen d'un nombre limité de base.

En hydrodynamique les propriétés dominantes sont la densité et la viscosité, par contre pour un fluide au repos, la viscosité n'intervient plus et ceci permet de considérer le fluide au repos comme un fluide parfait. En hydrostatique, c'est le poids spécifique qu'est la propriété la plus importante, et parmi aussi les caractéristiques les plus importantes des fluides la compressibilité et l'élasticité.

- **La densité :**

La densité d'un corps est le nombre sans dimension qui exprime le rapport de la masse de corps à la masse d'un volume égale d'une substance de référence. Les solides et les liquides sont comparés à l'eau prise comme référence, tandis que les gaz sont souvent comparés à l'air pris comme référence [12].

- **La compressibilité :**

La compressibilité est une caractéristique d'un corps quantifiant sa variation relative de volume sous l'effet d'un gradient de pression appliquée. On définit le coefficient de compressibilité volumique comme le rapport entre la variation de pression et la variation relative du volume.

$$\chi = -\frac{\Delta v/v}{\Delta p} \quad (1.1)$$

Il s'exprime en  $\text{Pa}^{-1}$ , qu'est égale aussi à l'inverse du coefficient  $k$  d'élasticité, et plus le liquide est élastique, plus sa compressibilité volumique est petite. Un liquide est incompressible si sa masse volumique  $\rho$  est constante quel que soit la variation de la pression.

- **L'élasticité :**

On définit le coefficient d'élasticité  $k$  ou module de Young par le rapport de l'augmentation de pression à l'augmentation relative de volume ou de masse spécifique [13], soit :

$$K = -\frac{dp}{\frac{dv}{v}} = -\frac{dp}{\frac{d\rho}{\rho}} \quad (1.2)$$

IL a les dimensions d'une pression et s'exprime dans les mêmes unités. C'est aussi l'inverse du coefficient de compressibilité.

On définit le rapport :

$$C = \sqrt{\frac{k}{\rho}} \quad (1.3)$$

Qu'on appelle célérité (vitesse) du son, dans un milieu fluide de masse volumique  $\rho$ . C'est la vitesse à laquelle des perturbations de pression se propagent à travers un fluide non confiné.

### 1.4.2 Définition de l'hydrodynamique :

L'hydrodynamique fait partie de la mécanique des fluides, qui elle-même est une branche importante de la mécanique des milieux continus. Elle a pour objet l'étude des lois du mouvement des liquides, et de leur interaction avec des corps solides.

L'hydrodynamique étudie le mouvement des liquides en tenant compte des forces qui lui donnent naissance [14]. Elle consiste à étudier le mouvement des particules fluides soumises à un système de forces, et se divise généralement en deux parties : l'hydrodynamique du liquide parfait et celle du liquide réel.

#### 1.4.2.1 L'hydrodynamique des liquides parfaits :

L'écoulement d'un fluide est caractérisé par un champ de vitesse, par pression et par la viscosité, Un fluide dont la viscosité n'est pas prise en compte lors de l'étude de l'écoulement est dit non visqueux ou parfait et l'écoulement se fait sans frottement.

- **Équation générale du mouvement (équation d'Euler) :**

Le liquide étant supposé parfait, la pression en chaque point a une valeur unique et parfaitement définie ; en effet ; comme il n'y a pas de frottements intérieurs, il n'y a pas de composante tangentielle de la pression sur un élément plan, la pression est donc constante dans toutes les directions autour d'un point.

En hydrostatique, on sait bien qu'une masse de liquide au repos soumis à l'action [14] :

- 1) Des forces de volume.
- 2) Des forces de surface.

L'équation d'équilibre hydrostatique, s'écrit :

$$\frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad } p} = \vec{F} \quad (1.4)$$

Avec  $\vec{F}$  la force extérieure de composantes X, Y, Z agissant sur l'unité du liquide,  $\vec{F} = \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}$  (1.5)

En hydrodynamique il suffit donc d'ajouter, au second membre, la force d'inertie par unité

de masse, c'est-à-dire l'accélération absolue, soit  $-\gamma$ , ce que conduit à l'équation fondamentale :

$$\frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad}P} = \vec{F} - \vec{\gamma} \quad (1.6)$$

Avec le vecteur de vitesse qui a trois composantes,  $\vec{V}(u, v, w)$ , est une fonction de l'espace et du temps, donc :

$$\vec{V} = \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} = f(x, y, z, t) \quad (1.7)$$

Et

$$\frac{d\vec{V}}{dt} = \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \cdot \overrightarrow{\text{grad}} \vec{V} \quad (1.8)$$

La projection de l'équation (1.6) sur les trois axes fournit les équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = X - u \frac{\partial u}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial y} - w \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial u}{\partial t} \\ \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = Y - u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial v}{\partial y} - w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial v}{\partial t} \\ \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = Z - u \frac{\partial w}{\partial x} - v \frac{\partial w}{\partial y} - w \frac{\partial w}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial t} \end{cases} \quad (1.9)$$

Ou encore :

$$\begin{cases} \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = X - \frac{\partial u}{\partial t} \\ \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = Y - \frac{\partial v}{\partial t} \\ \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = Z - \frac{\partial w}{\partial t} \end{cases} \quad (1.10)$$

Ce sont les équations du mouvement ou encore de l'hydrodynamique des liquides parfaits, appelées plus communément équations d'Euler. Pour un fluide compressible non visqueux, l'équation générale est une équation aux dérivées partielles de type hyperbolique.

- **Équation caractéristique « équation complémentaire » :**

Pour un liquide supposé incompressible, en termes mathématiques, l'incompressibilité se traduit par une masse volumique constante :

$$\rho = \text{constante} \quad (1.11)$$

- **Équation de continuité :**

L'équation de continuité est d'intérêt très général puisqu'elle traduit le principe de conservation de la masse au sein d'un écoulement, elle exprime que le fluide reste continu, c'est-à-dire qu'il ne peut y avoir ni apport extérieur, ni prélèvement de matière, la masse se conserve au cours de l'écoulement, elle s'écrit :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho v) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w) = 0 \quad (1.12)$$

Pour un fluide incompressible dont la compressibilité est négligée, c'est-à-dire de masse volumique constante  $\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$ , l'équation de continuité devient :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.13)$$

Ou bien

$$\text{div}(\vec{V}) = 0 \quad (1.14)$$

### 1.5 Conclusion :

L'étude bibliographique, détaillant différentes notions relatives à la thématique du mémoire, nous a permis de nous situer par rapport à l'organisation et le Contenu du travail, ainsi elle montre l'importance de l'analyse des pressions hydrodynamiques agissant sur la face amont des barrages dans la conception de cette dernière, en résumant les différents éléments de la littérature qui sont pertinents aux travaux de recherche.

---

***CHAPITRE 2 : Les différentes approches du  
problème***

---

## 2.1 Introduction :

Plusieurs études de recherche ont été menées pour déterminer les pressions hydrodynamiques générées par des charges dynamiques développées lors d'un tremblement de terre et agissant sur les faces amont des barrages. L'un des principaux objectifs de ce chapitre est d'identifier les différentes approches analytiques, semi-analytiques et expérimentales qui sont importantes dans la détermination des charges hydrodynamiques pendant un tremblement de terre, qu'on utilisera par la suite comme une référence de on trouve aussi l'approche numérique en utilisant par exemple la méthode des éléments finis qui a une importance dans le traitement de ce problème.

## 2.2 Historique :

Historiquement, le problème des pressions hydrodynamiques induites par les tremblements de terre sur les barrages rigides a reçu une attention considérable. La première solution au problème a été présentée par Westergaard en 1933. Il a supposé que le fluide est compressible, il a dérivé une expression pour la pression hydrodynamique agissant sur un barrage rigide ayant une face amont verticale, avec un réservoir infini [15]. Après les travaux de Westergaard, de nombreuses publications sur le sujet ont été effectuées, dans lesquelles différents aspects du problème tels que la déformabilité du barrage, les limites du réservoir et le fond, la compressibilité des liquides et la génération d'ondes gravitationnelles de surface ont été étudiés.

Pour un barrage dont la face amont n'est pas verticale, Zangar (1953) et Zangar & Haefeli (1952) ont déterminé les pressions hydrodynamiques de façon expérimentale en utilisant une analogie électrique. En raison des difficultés mathématiques liées à la détermination exacte de la pression hydrodynamique exercée sur une face amont inclinée d'un barrage par des séismes horizontaux [16], notamment Chopra a publié une solution analytique pour les barrages rigides à parement vertical sous des mouvements sismiques horizontal et vertical de sol tenant en compte l'effet de compressibilité du liquide dans le réservoir [17].

En s'appuyant sur une théorie de l'écoulement-potentiel à deux dimensions, Chwang (1978) a présenté une solution analytique pour la pression hydrodynamique sur un barrage en accélération. La durée de l'accélération du barrage est suffisamment courte pour que la compressibilité du fluide puisse être ignorée. En considérant que le réservoir ayant une profondeur constante et s'étend à l'infini et que la face amont du barrage a une pente constante [18]. Chwang & Housner (1978) ont résolu le même problème à peu près par le principe de l'équilibre dynamique, qui a été introduit pour la première fois par von Karman (1933). Chwang (1979) a étendu la théorie à un réservoir fini de forme triangulaire. La face amont du barrage était supposée être verticale. En restant sur la même théorie Liu (1986) a obtenu des solutions analytiques pour les cas où la face amont inclinée du barrage avec une pente constante où le réservoir a une forme triangulaire. Un schéma numérique général via une formulation d'équation intégrale est également présenté pour les géométries complexes [18]. De plus Tsai (1992) a pu avoir une solution semi-analytique pour la distribution de la pression hydrodynamique sur les barrages avec une face amont arbitraire. La compressibilité de l'eau est incluse dans la formulation [19].

D'autres travaux ont été faits, en basant sur les méthodes numériques comme la MEF, le travail de Sharan (1987) et celui de Tiliouine et Seghir (1998) [20]. De nombreuses publications sur ce sujet ont été publiés, dans lesquelles différents aspects du problème ont été étudiés.

### 2.3 Méthode de la masse ajoutée de Westergaard :

Westergaard a développé sa théorie de la masse ajoutée au début des années 1930, sa théorie aboutit au calcul des masses effectives à ajouter aux nœuds humides sur la face d'un barrage pour tenir compte de l'effet de l'eau qui se déplace avec le barrage pendant l'excitation sismique [21].

Il a élaboré une formule pour les pressions hydrodynamiques en régime permanent agissant sur une face rigide verticale d'un barrage se déplaçant horizontalement avec une accélération sismique horizontale dans la direction amont-aval, en considérant que ce problème est défini dans l'espace 2-D et le liquide est compressible, en plus de cela le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

Selon ces hypothèses, il a proposé de représenter le volume de l'eau par un tronçon parabolique, avec une largeur de base est égale à 7/8 de la hauteur de barrage comme illustré sur la figure ci-après :

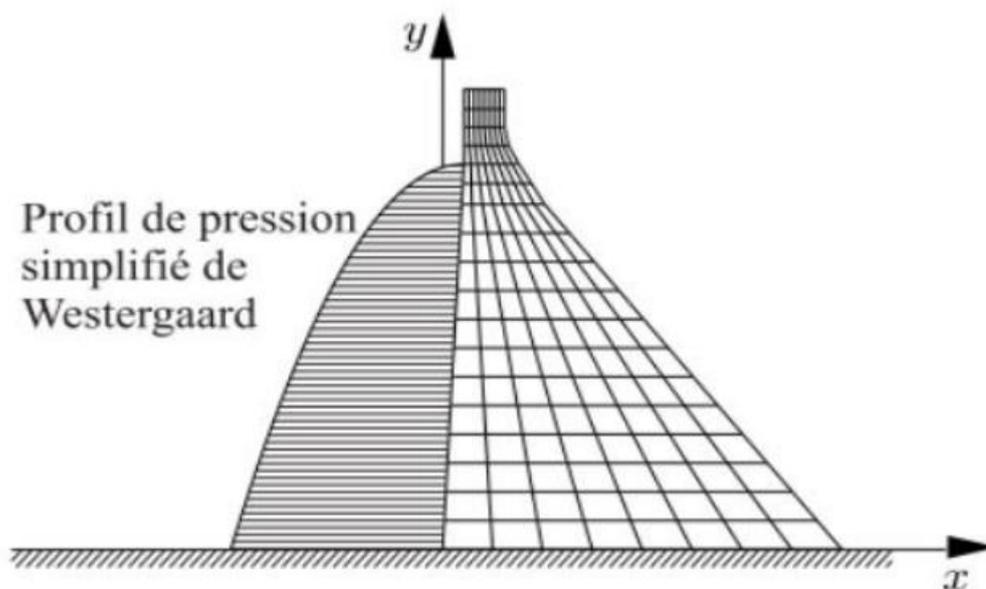


Figure 2-1 profil de pression de Westergaard

Westergaard a dérivé une solution analytique pour la distribution de la pression hydrodynamique en termes de série de fonctions sinusoïdales, en supposant que La pression hydrodynamique est nulle au niveau de la surface libre et dans tout le domaine loin de l'interface barrage-réservoir. De plus, le fond du réservoir est supposé sans déplacement vertical. La distribution de la pression hydrodynamique sur la face amont verticale du barrage rigide, selon Westergaard, est décrite par l'expression suivante :

$$p(y) = \frac{8}{\pi^2} C_s w h \sum_{1,3,5}^n \frac{1}{n^2 C_n} \sin(n\pi \frac{y}{2h}) \quad (2.1)$$

$C_n$  est défini comme suit :

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16wh^2}{n^2 gkT^2}} \quad (2.2)$$

Avec :

w : Poids de l'eau par unité de volume,

h : La hauteur de réservoir,

y : La profondeur considérée,

$C_s$ : L'accélération horizontale maximale de la fondation divisée par la gravité (g),

k : Module d'élasticité de l'eau,

g : La constante de gravité,

T : Période de vibration horizontale de la fondation (sec).

$n = 2i - 1, i = 1, 2, 3, \dots$

Sur la base de la solution précédente, Westergaard a proposé une expression plus simple qui résulte en une distribution parabolique de la pression hydrodynamique comme suit :

$$p(y) = 0.875 C_s \sqrt{h y} \quad (2.3)$$

Malgré que cette expression représente une solution approximative, elle donne des résultats satisfaisants et est largement utilisée dans la pratique quotidienne de l'ingénierie [22].

Les masses d'eau ajoutées, aux éléments de la matrice masse du barrage, en considérant qu'elles vibrent d'une manière solidaire avec le parement amont, sont donc obtenues en multipliant la densité de masse de l'eau ( $\rho_w$ ) par le volume d'eau tributaire au nœud i :

$$m_{ai} = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h(h - z_i)} A_i \quad (2.4)$$

Avec :

$m_{ai}$ : la masse ajoutée à l'élément i,

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau,

$z_i$  : la position de l'élément i à partir de la base,

$A_i$  : la surface appliquée autour de l'élément i.

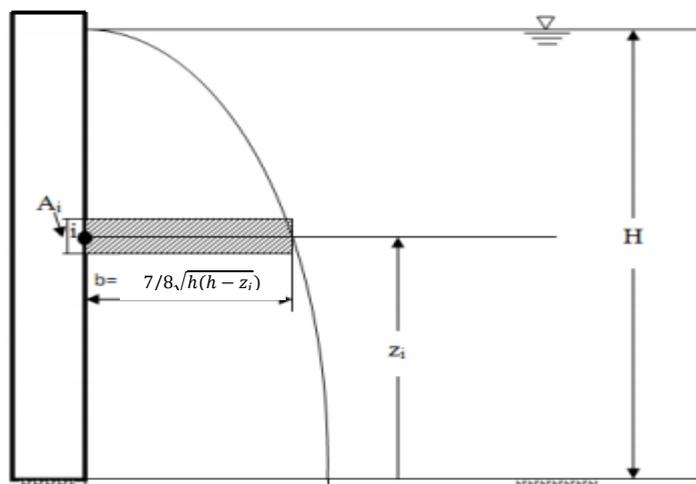


Figure 2-2 Présentation de la masse ajoutée de Westergaard

## 2.4 Méthode de Zangar :

Zangar a exécuté des expériences au laboratoire et a obtenu des pressions hydrodynamiques agissant sur des barrages dues aux séismes horizontaux, elles ont été comparées à celles de Westergaard, il a introduit l'effet de l'inclinaison de parement amont sur la distribution des pressions hydrodynamique [23], en restant sur les mêmes conditions que celles de Westergaard. Il a utilisé une méthode qui se base sur l'analogie entre le phénomène étudié et le phénomène électrique pour avoir un modèle de calcul qui permet de déterminer les pressions dues aux chargements sismiques sur la partie amont qui peut présenter différents fruits.

Zangar est arrivé à une approche qui dit que la propagation des ondes dans un milieu élastique incompressible et l'étude du champ permanent en électricité sont deux phénomènes qui sont gouvernés par la même équation elliptique de Laplace, et pour cela il proposa à la suite de son expérience une relation permettant de déterminer cette surpression :

$$p(y) = \frac{1}{2} C_s w h C_m \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (2.5)$$

Où  $C_m$  est un coefficient dépendant du fruit de la face amont du barrage, déterminé à partir de la courbe suivante en fonction de l'angle d'inclinaison  $\theta$  :

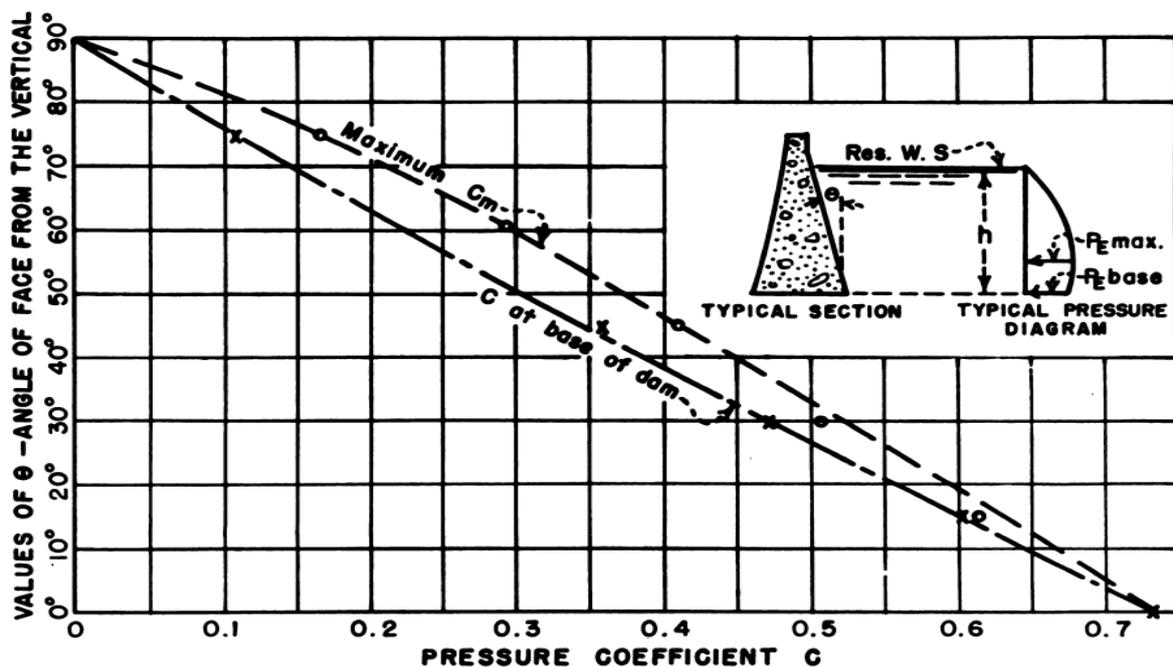


Figure 2-3 Coefficients de pression  $C_m$  pour des faces à inclinaison constante [23]

## 2.5 Méthodes semi analytiques de Avilés :

La résolution analytique des équations différentielles entraîne parfois de sérieuses difficultés, dont l'obtention d'une solution parfaitement analytique est inaccessible et le recours à la combinaison entre l'analytique et le numérique est indispensable. Avilés et Li ont développé des approches de calcul dite semi-analytique, dans laquelle ils ont élaboré une solution analytique et numérique pour les pressions hydrodynamiques sur les barrages rigides avec des faces amont non verticales, y compris les effets de la compressibilité et de la viscosité de l'eau. La solution est obtenue par une méthode de frontières utilisant un ensemble complet de fonctions complexes de Trefftz, qui satisfont l'équation gouvernante du mouvement et toutes les conditions limites sauf celle de la face amont du barrage [24]. De plus la pression hydrodynamique dans le domaine fréquentiel est régie par l'équation d'onde réduite [25] :

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} + k^2 P = 0 \quad (2.6)$$

Où  $P$  la pression hydrodynamique exprimée dans le domaine fréquentielle,  $x$  et  $y$  sont les coordonnées cartésiennes et  $k=\omega/c$  et le nombre des ondes de compression. Ainsi, la solution s'écrit sous la forme :

$$P(x, y, \omega) = \sum_{j=1}^{\infty} A_j T_j(x, y, \omega) \quad (2.7)$$

Avec :

$$T_j(x, y, \omega) = \exp(-\mu_j x) \cos(\lambda_j y), \quad \lambda_j = (2j - 1)\pi/2H_r, \quad \mu_j = \sqrt{\lambda_j^2 - k^2} \quad (2.8)$$

Où, les  $A_j$  sont des coefficients complexes inconnus à déterminer, les  $T_j$  sont les périodes propres de vibration du liquide dans le réservoir.

Les résultats numériques pour les pressions hydrodynamiques d'un certain nombre de barrages verticaux et non verticales en amont ont été calculés pour différents plages de fréquences normalisées.

Le principal avantage de cette solution est que la méthode de calcul est indépendante de l'étendue du réservoir, car l'application d'une méthode limite des moindres carrés, qui fait appel à un ensemble complet de fonctions de Trefftz satisfaisant à toutes les conditions limites, à l'exception de celle de l'amont du barrage. De cette manière, la limite de l'étude est réduite à l'amont du barrage et le nombre de degrés de liberté du problème est limité au nombre de fonctions de Trefftz choisies pour se rapprocher de la solution [24].

## 2.6 Méthode numérique par les éléments finis :

L'évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets plus en plus complexes, soumis à des contraintes de sécurité plus en plus sévères. Pour dominer ces projets, l'ingénieur a besoin de modèles qui lui permettent de simuler le comportement de systèmes physiques complexes, il est devenu possible de résoudre des systèmes d'équations différentielles très complexes. C'est pour cela la méthode des éléments finis (MEF) est l'une des méthodes numériques les plus utilisées pour approcher une solution, lorsque la solution analytique est très difficile à trouver. Cette méthode est générale, s'applique à la majorité des problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires en une, deux, ou trois dimensions [26]. Ainsi, elle peut être utilisée pour analyser sur ordinateur des structures pratiques compliquées en ingénierie. Elle est aujourd'hui largement appliquée dans les domaines de l'ingénierie civile, hydraulique, et mécanique. La MEF se propose de mettre en place, sur la base de formulations faibles, un algorithme discret (discrétisation) permettant de rechercher une solution approchée d'un problème aux dérivées partielles sur un domaine compact avec conditions aux bords et/ou dans l'intérieur du domaine compact [27], l'idée donc est de décomposer (on dit discrétiser) un domaine donné en un certain nombre de sous-domaines (les éléments), dont les sommets sont appelés nœuds, de telle sorte que les éléments recouvrent l'intégralité du domaine et sans chevauchement entre eux.

Pour s'assurer qu'une analyse numérique simulera au mieux un problème réel donné, il faut effectuer deux opérations essentielles, la modélisation dans un premier temps et la discrétisation dans un deuxième temps (figure 2-4).

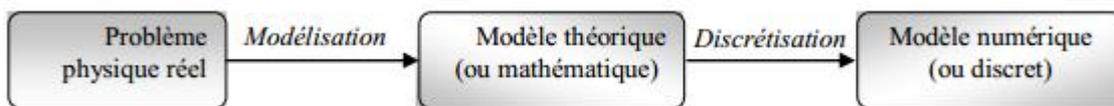


Figure 2-4 Etapes de l'analyse d'un problème de limites

### 2.6.1 Démarche élément finis :

De façon générale, dans ce paragraphe, nous essayerons de présenter d'une manière simplifiée, les étapes d'application de la méthode des éléments finis et les outils nécessaires à sa mise en œuvre, car par la suite on va utiliser cette méthode pour la modélisation numérique du réservoir de barrage.

La résolution d'un problème physique par éléments finis suit grosso modo les étapes suivantes, qui sont détaillées par la suite [28] :

- Discrétisation du milieu continu en sous domaines ;
- Construction de l'approximation nodale par sous domaine ;
- Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème ;
- Assemblage des matrices élémentaires ;
- Prise en compte des conditions aux limites ;
- Résolution du système d'équations.

- **Discrétisation géométrique :**

Cette opération consiste à procéder à un découpage du domaine continu en sous domaines, donc avant toute application, il faut diviser le domaine à étudier en éléments. Chaque élément est défini géométriquement par un nombre de nœuds bien déterminé qui constituent en général ses sommets. L'union de tous les éléments constitue un domaine aussi proche que possible du domaine initial et leur intersection soit un domaine vide :

$$D = \sum_{e=1}^{n_e} D_e \quad (2.9)$$

Lors de la discrétisation d'un domaine géométrique quelconque, les règles suivantes doivent être respectées [28] [29]:

- Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que les points situés sur leurs frontières comme si elles existaient. Cette condition exclue le recouvrement de deux éléments.
- L'ensemble de tous les éléments doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine donné. Nous excluons en particulier les trous entre éléments.
- Un nœud appartenant à deux éléments doit être défini dans chacun des deux.
- Chaque élément est défini de manière unique à partir des coordonnées des nœuds géométriques situés sur cet élément.
- Les angles de  $0^\circ$  et  $180^\circ$  doivent être évités.

Le résultat du procédé de discrétisation géométrique doit contenir essentiellement deux types de données qui sont :

- ✓ Données relatives à la définition des éléments par la numérotation des nœuds. Une table de connectivités, ayant en lignes les numéros des éléments et en colonnes les numéros des nœuds correspondants, décrit d'une manière cohérente ces données.
- ✓ Données relatives à la définition des nœuds. Chaque nœud est défini par son numéro et ses coordonnées dans le repère global définissant la géométrie du domaine considéré.

Dans certains cas, il peut être nécessaire d'ajouter des données physiques du problème telles que le chargement, la température, les propriétés du matériau...etc.

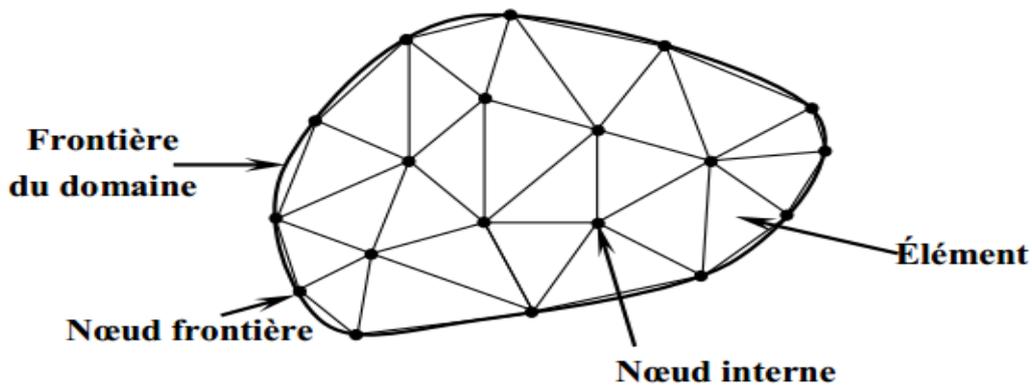


Figure 2.5 Discrétisation du domaine

- **Approximation nodale :**

La méthode des éléments finis est basée sur la construction systématique d'une approximation du champ des variables  $u$  par sous domaine. Cette approximation est construite sur les valeurs approchées du champ aux nœuds de l'élément considéré, on parle de représentation nodale de l'approximation ou plus simplement d'approximation nodale. L'approximation par éléments finis est une approximation nodale par sous domaines ne faisant intervenir que les variables nodales du domaine élémentaire  $D_e$  [28] :

$$\forall M \in D_e, u(M) = N(M)u_n \quad (2.10)$$

Où  $u(M)$  représente la valeur de la fonction approchée en tout point  $M$  de l'élément et  $N$ , la matrice ligne des fonctions d'interpolation de l'élément appelées fonctions de forme, dont elles prennent la valeur unité aux nœuds de même indice et la valeur nulle aux autres nœuds, et leur somme est égale à l'unité sur tout l'intervalle de l'élément,  $u_n$  représente les valeurs aux nœuds de la fonction.

Pour construire une approximation nodale linéaire, il suffit d'utiliser les fonctions de forme qui peuvent s'écrire sous forme des polynômes de Jacobi :

$$N_i(x) = \prod_{i \neq j} \frac{x - x_j}{x_i - x_j} \quad (2.11)$$

- **Utilisation de l'élément de référence :**

Un élément de référence est un élément de forme géométrique simple, à frontière rectiligne par exemple, pour lequel l'approximation nodale est construite en suivant la démarche analytique précédente. Il est repéré dans un espace de référence  $\xi(\xi, \eta)$  et pouvant être

transformé en élément réel  $X(X, Y)$ , dont le passage de l'élément de référence à l'élément réel sera réalisé par une transformation géométrique  $f$  bijective :

$$X = f(\xi) \tag{2.12}$$

• Transformation de coordonnées :

L'idée de base du procédé de modification des éléments est de transformer point par point un élément fini défini par un système orthogonal de coordonnées locales, en un élément fini géométriquement déformé défini par un nouvel ensemble de coordonnées curvilignes conduisant à des formes courbes quand on les représente dans un espace cartésien (figure 1.23) [30].

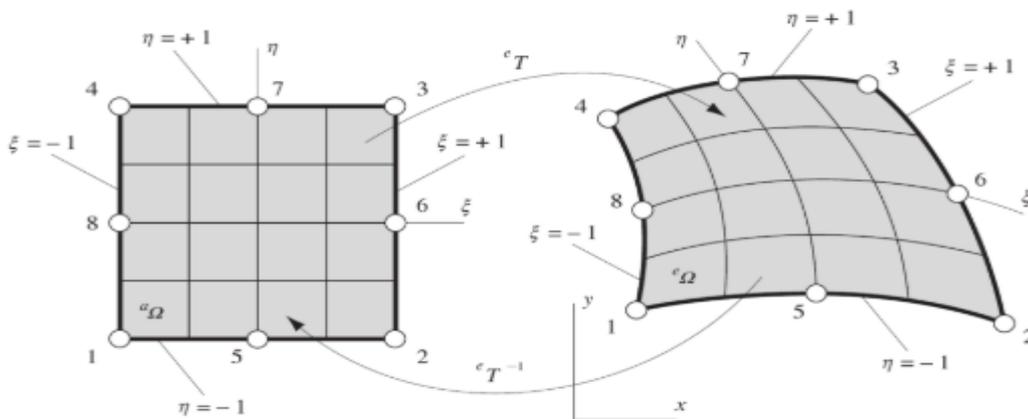


Figure 2-6 Transformation d'un élément fini de référence en un élément fini réel

En travaillant en deux dimensions ,la transformation s'écrit comme suit :

$$\begin{cases} X = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{X\} \\ Y = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{Y\} \end{cases} \tag{2.13}$$

Où  $N$  est le vecteur des fonctions d'interpolation standards exprimées dans le repère de référence en fonction de  $\xi$  et  $\eta$ . Les coordonnées naturelles des nœuds géométriques sont regroupées en deux vecteurs colonnes  $\{X\}$  et  $\{Y\}$  ,La figure ci -après représente quelque exemple d'éléments de référence classiques

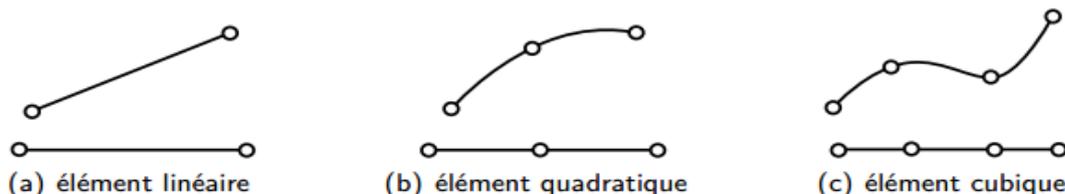


Figure 2-7 Transformations géométriques d'éléments à une dimension avec en haut, l'élément réel et en bas, l'élément parent

- **Matrice jacobienne et transformation des opérateurs de dérivation :**

Les expressions des matrices élémentaires font apparaître des opérateurs différentiels appliqués aux fonctions d'interpolation. Or, en pratique, nous connaissons les dérivées des fonctions d'interpolation par rapport aux coordonnées de l'élément de référence  $(\xi, \eta)$ . Il faut donc exprimer les dérivées des fonctions d'interpolation par rapport aux coordonnées réelles  $(X, Y)$  [31].

La fonction de forme  $N_i(\xi, \eta)$  est donnée par les coordonnées locales. Compte tenu de la règle différentielle, on sait que :

$$\frac{\partial N_i}{\partial \xi} = \frac{dN_i}{dx} \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{dN_i}{dy} \frac{\partial y}{\partial \xi} \quad (2.14)$$

de la même manière on obtient  $\frac{\partial N_i}{\partial \eta}$ , et on les rassemble pour obtenir :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \frac{dN_i}{dx} \\ \frac{dN_i}{dy} \end{pmatrix} = [J] \begin{pmatrix} \frac{dN_i}{dx} \\ \frac{dN_i}{dy} \end{pmatrix} \quad (2.15)$$

Dont la matrice  $J$  est la matrice jacobienne de l'élément.

Après avoir inversé la matrice  $[J]$ , par la formule (2.15), nous pouvons obtenir la dérivée de la fonction de forme dans les coordonnées globales comme suit :

$$\begin{pmatrix} \frac{dN_i}{dx} \\ \frac{dN_i}{dy} \end{pmatrix} = [J]^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (2.16)$$

- **Les matrices élémentaires :**

Afin de présenter la démarche générale utilisée pour construire les formes matricielles et vectorielles sur chaque élément, on va passer à l'intégration numérique, car la méthode des éléments finis demande le calcul d'intégrales sur chacun des éléments du maillage. L'utilisation de la notion d'élément de référence permet, par changement de variables, de transformer ces intégrales en intégrales sur un domaine fixe (l'élément de référence), et comme il n'est pas toujours possible d'utiliser une intégration analytique. On a alors recours à des intégrations numériques sur l'élément de référence :

$$\int_{\Omega} f(x, y) d\Omega = \sum_{i=1}^n \Psi_i f(x_i, y_i) \quad (2.17)$$

Où  $(x_i, y_i)$  sont des points dans l'élément de référence associés à des poids  $\Psi_i$  choisis de façon à assurer une intégration exacte de polynôme de degré donné. Ces points sont les points d'intégration (exemple : points de Gauss).

Le calcul des matrices élémentaires passe par la réécriture du problème sous forme intégrale sur  $\Omega$ , qui est la somme des intégrales sur  $\Omega_e$ , avec  $\Omega_e$  est le domaine de chaque élément, en commençant par exprimer les différents opérateurs agissant sur  $U$ .

$$U = \langle N \rangle \{U_n\} = NU_n \quad (2.18)$$

Et

$$\delta U = N \delta U_n \quad (2.19)$$

Puisque seules les fonctions  $N$  dépendent de  $x$  et  $y$ , et les perturbations ne touchent que les valeurs de  $U$ .

- **Assemblage et conditions aux limites :**

Cette opération traduit simplement que la forme quadratique associée à l'ensemble du domaine est la somme des formes quadratiques des sous-domaines. Elle consiste à ranger dans une matrice globale, les termes des matrices élémentaires. La forme de cette matrice dépend bien évidemment de l'ordre dans lequel sont définies les variables globales de  $U$ . Après l'assemblage on obtient une équation sous une forme matricielle, pour la résoudre il faut tenir compte des conditions aux limites associés aux données du problème.

- **Résolution du système global**

Le système global peut être linéaire ou non linéaire. Il définit soit un problème d'équilibre qui concerne un cas stationnaire ou statique ou un problème de valeurs critiques où il faut déterminer les valeurs et vecteurs propres du système qui correspondent généralement aux fréquences et modes propres d'un système physique.

Un problème de propagation qui concerne le cas transitoire (non stationnaire) dans lequel il faut déterminer les variations dans le temps des variables physiques et la propagation d'une valeur initiale. Les méthodes d'intégration pas à pas sont les plus fréquentes telles que, méthode des différences finies centrales, méthode de Newmark, méthode de Wilson. A ces méthodes doivent être associées des techniques d'itération pour traiter le cas non linéaire. La plus célèbre est la méthode de Newton Raphson [29].

## 2.7 Conclusion :

L'analyse de la réponse sismique des barrages est considérée comme un problème faisant appel à des différentes approches analytique et semi analytique, et cependant, les méthodes numériques, y compris l'analyse par éléments finis, peuvent être appliquées pour résoudre le système des équations différentiels aux dérivées partiels à coefficient constant, dont l'inconnu recherché est la pression hydrodynamique.

En revanche, l'obtention d'une solution analytique est parfois inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable, c'est pourquoi nous proposerons un programme Matlab capable d'exploiter les résultats obtenus par une méthode numérique pour analyser les pressions hydrodynamiques agissant sur des barrages ayant n'importe quelle face amont.

---

***CHAPITRE 3 : Formulation mathématique du  
problème***

---

### **3.1 Introduction :**

La description de la plupart des problèmes physiques implique l'utilisation de modèles mathématiques qui sont généralement représentées par des équations différentielles aux dérivées partielles, permettant de relier les variations de certaines variables clefs entre elles. En général, plus on choisit de variables représentatives au problème concerné, plus la description sera précise. Ainsi, on utilise les équations différentielles pour résoudre une grande variété de problèmes scientifiques ou d'ingénierie, comme notre cas pour le problème des pressions hydrodynamique agissant sur les barrages. L'étude d'un phénomène physique implique deux étapes importantes. Dans la première étape, on doit identifier toutes les variables qui génèrent le phénomène, faire des hypothèses et approximations raisonnables, et on doit aussi trouver les lois et principes de la physique appropriées pour formuler mathématiquement le problème. Dans un second temps, le problème doit être résolu après l'application des conditions aux limites et initiales en utilisant une approche appropriée et l'interprétation des résultats doit être effectuée.

Ce chapitre présente le problème étudié sous un aspect mathématique. Les équations auxquelles on s'intéresse ici permettent de décrire les pressions hydrodynamiques générées par une source vibrante à l'intérieur du fluide et répartie sur son contour. L'objectif visé est la préparation de l'écriture de l'équation gouvernant la réponse du système barrage-réservoir. Les deux formulations les plus connues, à savoir la formulation en pression et la formulation mixte pression - potentiel de déplacements. Elles sont suivies par la description des conditions aux limites nécessaires à la résolution du problème des réservoirs de barrages poids pour lesquels quelques solutions analytiques approchées existent, mais dans notre cas on s'intéresse seulement pour le cas de la formulation en pression afin de résoudre le problème directement en termes de forces de pressions hydrodynamiques agissant sur l'interface amont du barrage.

### **3.2 Hypothèses fondamentales :**

On considère un barrage rigide à géométrie irrégulière c'est à dire ayant une face amont partiellement inclinée, il suffit donc de varier l'angle  $\theta$  que fait la partie inclinée de l'interface avec la verticale. Le réservoir est considéré de longueur infinie ayant un fond infiniment rigide. Soumis à un chargement sismique horizontal. L'origine des coordonnées est située à la base du réservoir.

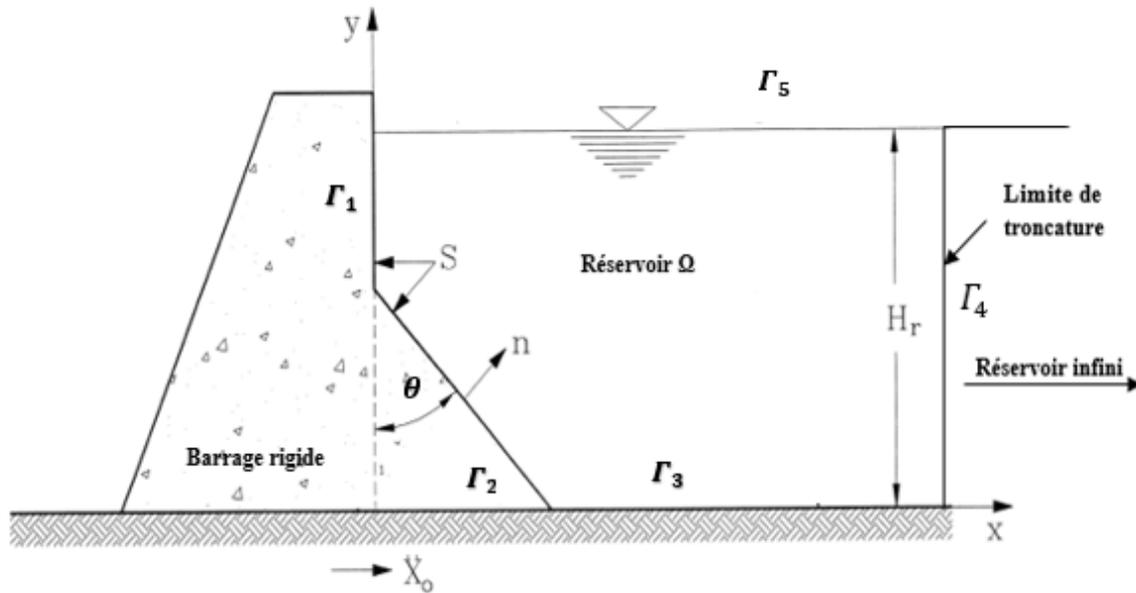


Figure 3-1 Système barrage -réservoir soumis à un mouvement horizontal de sol

En résumant les hypothèses fondamentales sur lesquelles se base notre problème [32] [33] [34] :

- Le barrage ainsi que le fond du réservoir sont considérés infiniment rigides ;
- Le fluide dans le réservoir est supposé non visqueux (fluide parfait) ;
- Les déplacements sont faibles par rapport aux dimensions en plan du barrage ;
- Le système barrage -réservoir est considéré en deux dimensions avec un réservoir de longueur infinie ;
- Les ondes de surface sont négligées ;
- Le mouvement du sol est horizontal ;
- Le fond de réservoir est considéré horizontal.

### 3.3 Équations du mouvement :

Lorsque le système barrage-réservoir est soumis à une excitation sismique, les mouvements subis par la masse d'eau du réservoir font apparaître des surpressions hydrodynamiques  $p(x, y, t)$  sont générés dans le fluide variant dans le temps et dans l'espace en fonction du mouvement imposé par la structure de barrage. Ces pressions s'ajoutent aux pressions hydrostatiques dues à la gravité, déjà existantes.

#### 3.3.1 Formulation de l'équation gouvernante :

Dans le cadre de l'analyse des pressions hydrodynamique lorsque la contribution des contraintes due aux effets visqueux est faible relativement aux effets induits par les forces d'inertie, on néglige les contraintes visqueuses (fluide parfait) et ainsi l'équation gouvernante s'écrit :

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

Avec :  $v$  la vitesse des particules fluides.

Sous l'hypothèse de fluide linéairement compressible, le changement relatif de volume ( $\Delta V/V$ ) est relié au gradient de pression appliquée  $p$  par le coefficient de compressibilité.

$$dp = -K \Delta V/V \quad (3.2)$$

Et comme la masse est conservée lors de mouvement de l'eau :

$$d\rho = \frac{\rho}{K} dp \quad (3.3)$$

Où  $K$  est le module de compressibilité du fluide.

En tenant compte de l'équation de continuité (équation de conservation de la masse) qui s'écrit :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \nabla v = 0 \quad (3.4)$$

La dérivée de (3.3) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \nabla v \quad (3.5)$$

En prenant la dérivée par rapport au temps de (3.5) et on multiplie (3.1) par  $\nabla$  ce qui conduit à :

$$\Delta p = -\rho \nabla \frac{\partial v}{\partial t} \quad ; \quad \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = -K \frac{\partial}{\partial t} \nabla v \quad (3.6)$$

D'où l'équation de propagation d'ondes de pression :

$$\Delta p - \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (3.7)$$

Dans lequel :

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (3.8)$$

En outre, les pressions hydrodynamiques induites par un chargement harmonique peuvent s'écrire sous la forme :

$$p(x, y, t) = P(x, y, \omega) e^{i\omega t} \quad (3.9)$$

Dont  $P(x, y, \omega)$  est l'amplitude de la pression dans le domaine fréquentiel.

La dérivée seconde (3.9) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial^2 p(x,y,t)}{\partial t^2} = -\omega^2 P(x,y,\omega)e^{i\omega t} = -\omega^2 p(x,y,t) \quad (3.10)$$

On remplace l'équation (3.10) dans l'équation (3.7), on obtient :

$$\Delta P + \frac{\omega^2}{C^2} P = 0 \quad (3.11)$$

On pose :

$$k = \frac{\omega}{C} \quad (3.12)$$

On trouve l'équation gouvernant les pressions hydrodynamiques dans le réservoir dans le domaine fréquentiel :

$$\Delta P + k^2 P = 0 \quad (3.13)$$

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

$$\Delta p = 0 \quad (3.14)$$

### 3.4 Condition aux limites :

Le choix des conditions aux frontières est critique lors d'analyse de modèles par la méthode d'éléments finis. En se référant à la figure (3.1), les modèles barrage-réservoir sont contraints par quatre types de conditions : (a) l'interface avec le barrage  $\Gamma_1 \cup \Gamma_2$ , (b) la condition sur le fond de réservoir  $\Gamma_3$ , (c) la condition sur la surface  $\Gamma_4$ , on la considère comme étant une limite de troncature, (d) la condition de la surface libre  $\Gamma_5$

#### 3.4.1 Interface fluide-structure $\Gamma_1 \cup \Gamma_2$ :

Sur l'interface fluide-structure  $\Gamma_1 \cup \Gamma_2$ , l'hypothèse d'une liaison parfaite entre les deux milieux lie les déplacements des particules fluides et ceux des particules solides. L'équation (2.1) s'écrit comme suit :

➤ Sur la partie verticale  $\Gamma_1$  :

La condition prend la forme suivante :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad (3.15)$$

➤ Sur la partie inclinée  $\Gamma_2$  :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n = -\rho \ddot{u}_g \cos \theta \quad (3.16)$$

Où  $\theta$  représente l'angle de l'inclinaison du parement amont avec la verticale et  $\ddot{u}_n$  représente la projection des accélérations des particules solides sur la normale  $\vec{n}$  à la face amont du barrage. Dans le cas où le barrage est rigide comme notre cas, on prend cette accélération égale à celle du sol  $\ddot{u}_g$  qui est supposée connue.

### 3.4.2 Condition au fond du réservoir $\Gamma_3$ :

Dans notre cas le fond de réservoir est supposé horizontal et rigide, indépendamment de la présence des sédiments au fond du réservoir qui absorbent les ondes de compressions hydrodynamiques, nous met dans le cas de surestimation des pressions ce qui nous met en situation de sécurité. Si l'on néglige cet effet d'absorption et l'on considère que le séisme est horizontal, on trouve que la composante verticale de la vitesse des particules de fluide est nulle, la condition s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad (3.17)$$

### 3.4.3 La limite de troncature $\Gamma_4$ :

Dans la direction amont du barrage, le réservoir est considéré comme infini. Une troncature du réservoir doit être appliquée à une distance suffisante afin de mettre l'hypothèse de pression nulle au droit de cette limite, avec l'hypothèse d'absence de réflexion d'ondes.

Pour ce faire, une troncature du réservoir doit être effectuée et une condition doit être appliquée à cette limite :

$$p = 0 \quad (3.18)$$

### 3.4.4 Condition à la surface libre $\Gamma_5$ :

La condition de la surface libre est appliquée sur une surface entre un liquide et un milieu gazeux. En absence de fluctuations de la surface libre générées par des pressions à l'intérieur du réservoir nous permet de négliger la pression hydrodynamique à la surface :

$$p = 0 \quad (3.19)$$

Cette condition est utilisée dans la plupart des travaux traitant le problème de la réponse sismique des barrages, plusieurs travaux ont montré que les effets de fluctuation de la surface libre de l'eau sur le comportement dynamique de l'ensemble barrage-réservoir sont souvent négligeables [35].

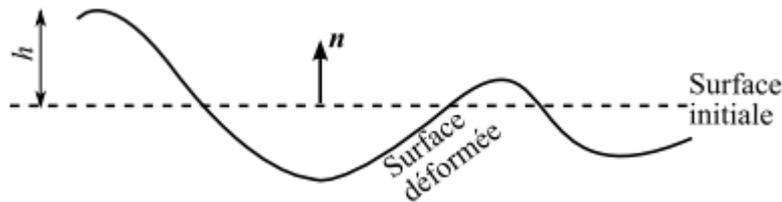


Figure 3-2 Fluctuations de surface libre

En résumé, le problème mathématique revient à résoudre le système d'équation suivant pour deux cas différents dont l'inconnu recherchée est la pression  $p$ : (a) fluide compressible, (b) fluide incompressible, en gardant les mêmes conditions aux frontières :

a) $\Delta p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0$	$ \Omega$	(3.20)
b) $\Delta p = 0$	$ \Omega$	(3.21)
c) $\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n$	$ \Gamma_1$	(3.22)
d) $\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n = -\rho \ddot{u}_g \cos \theta$	$ \Gamma_2$	(3.23)
e) $\frac{\partial p}{\partial y} = 0$	$ \Gamma_3$	(3.24)
f) $p = 0$	$ \Gamma_4$	(3.25)
g) $p = 0$	$ \Gamma_5$	(3.26)

Avec :

$\Delta$ : Opérateur différentiel Laplacien ;

$\Omega$ : Domaine du réservoir

### 3.5 Conclusion :

La formulation mathématique du problème des pressions hydrodynamiques induites par un séisme sur la partie amont d'un barrage est un outil clef pour la résolution de ce problème, car il est impossible de trouver une solution adéquate à un problème mal défini, c'est pourquoi l'ingénieur consacre généralement beaucoup de temps à la formulation du problème.

À travers ce chapitre, on peut dire que la formulation de l'équation gouvernante et la définition des conditions aux limites appropriées pour les différents cas du problème étudié nous permettra par la suite de modéliser numériquement le réservoir du barrage par la méthode des éléments finis, compte tenu les considérations qui sont mentionnées ci-dessus. De plus la description du fluide dans le réservoir est uniquement faite par le champ des pressions hydrodynamiques, pour écrire l'équation différentielle qui gouverne la réponse de système barrage-réservoir.

---

*Chapitre 4 : La modélisation numérique  
par la méthode des éléments finis*

---

## 4.1 Introduction :

Dans le deuxième chapitre on a mentionné les différentes approches pour résoudre le problème des pressions hydrodynamiques dans le réservoir, plus précisément au droit de l'interface barrage-réservoir. On a cité quelques approches analytiques ou semi-analytique et d'autres méthodes numériques qui se basent sur l'approche éléments finis.

On a formulé mathématiquement le comportement approché de ce problème par un système d'équations aux dérivées partielles de second ordre à coefficients constants dans le domaine du réservoir, associées à des conditions aux limites le long des frontières délimitant le contour du réservoir.

Mais dans la plupart des cas, les solutions analytiques sont rares et lorsqu'elles existent, elles sont difficiles à obtenir. Pour cela, il faudrait remplacer le système continu par un autre discret équivalent, dont le comportement est décrit par des équations algébriques qu'on peut résoudre par des méthodes numériques.

Dans ce chapitre on va mentionner les notions de base pour résoudre le problème physique en abordant l'outil et le processus de modélisation du réservoir ; ainsi la transition du problème mathématique vers un problème numérique discrétisé et plus simple à résoudre via « Matlab ».

Puis, on détaillera sur l'élément de référence, le raffinement du maillage et son impact sur la précision des résultats ainsi sur le temps machine. On mentionnera aussi le processus de résolution du système et les deux approches adoptées en donnant les organigrammes des programmes élaborés sur Matlab.

Enfin, on abordera le programme qui nous permettra de traiter un signal en formant une fonction temporelle à partir des données issues d'un historique d'accélérogramme d'un séisme réel quelconque basée sur la transformée de Fourier rapide (FFT et STFT).

## 4.2 Utilisation du logiciel MATLAB :

« Matlab » est un logiciel de calcul et de visualisation, dont les entités de base sont des matrices, ce qui explique l'abréviation « Matlab » qui veut dire "Matrix Laboratory". Développé par la société The Math Works en 1970 à partir des bibliothèques Fortran, LINPACK et EISPACK, MATLAB permet de manipuler des matrices, d'afficher des courbes et des données, de mettre en œuvre des algorithmes, de créer des interfaces utilisateurs et peut s'interfacer avec d'autres langages comme le C, C++, Java, et le Fortran [36].

Matlab est un langage interprété : il propose des facilités de programmation et de visualisation, ainsi qu'un grand nombre de fonctions réalisant diverses méthodes numériques.

On utilise Matlab en tant qu'outil mathématique pour résoudre le problème mentionné dans le chapitre précédent, non seulement comme une interface graphique dite Framework ou Toolbox qui permet de ressortir les pressions hydrodynamiques et leurs distributions, mais aussi en tant que langage évolué pour exploiter ces résultats.

Grace à l'interface Pdetoolbox de Matlab nous étions en mesure de faire cette modélisation et de visionner les courbe iso-pressions dans ce dernier sous forme graphique puis les exporter vers l'interface d'utilisateur de Matlab.

Cette Framework est une interface interactive permettant d'approcher et de résoudre des phénomènes physiques variés pour des géométries de 2 dimensions, en utilisant les différents types d'équations différentiels aux dérivées partielles.

### 4.3 Modélisation du réservoir :

L'étude est basée sur les hypothèses mentionnées dans le chapitre précédent. En résumé, le fluide dans le réservoir est supposé compressible, non visqueux qui possède des propriétés linéaires avec un mouvement considéré bidimensionnel à faible amplitude, irrotationnel et sans écoulement.

Le champ des pressions hydrodynamiques dans le fluide est pris comme variable nodale [32] [37].

On suppose aussi que la dimension du réservoir dans la direction amont est suffisamment grande pour pouvoir négliger l'effet des radiations. On déterminera la longueur minimale du réservoir nécessaire pour satisfaire cette hypothèse dans le chapitre suivant.

Tenant compte des hypothèses précédentes concernant le fluide dans le réservoir, on a développé l'équation de propagation d'onde (2.6) dans le chapitre précédent qu'on va utiliser pour modéliser le réservoir pour le cas d'un fluide compressible en étudiant le problème dans le domaine temporel. Or pour une étude spatiale fréquentiel on utilise l'équation de Helmholtz pour exprimer l'équilibre dynamique dans le réservoir :

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} + K^2 P = 0 \quad (4.1)$$

Dans le cas d'un fluide incompressible, le nombre d'onde de compression est réduit à une valeur nulle ce qui implique :

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0 \quad (4.2)$$

C'est l'équation de Laplace (3.13) qu'on a exposé dans le deuxième chapitre.

### 4.3.1 Formulation variationnelle du problème :

Le problème dépend d'une seule variable  $\mathbf{p}$  (pression hydrodynamique) dite variable nodale. Il est décrit par le système d'équation déjà formées. Une telle formulation est appelée formulation forte du problème.

Dans cette partie nous allons voir qu'il est possible d'exprimer ces équations différentielles aux dérivées partielles d'une manière « moins contraignante » pour les solutions recherchées. Une telle formulation sera qualifiée de formulation faible et ses solutions appelées solutions faibles. Évidemment, une solution forte du problème d'origine est également solution de la formulation faible [27].

Il existe plusieurs procédés pour formuler le problème nous allons utiliser la méthode des résidus pondérés. Cette formulation est présentée par des intégrales qui s'appliquent pour le cas des réservoirs à deux et à trois dimensions, elle est obtenue en appliquant la méthode des résidus pondérés de type Galerkin aux équations différentielles déjà formées sur le domaine  $\Omega$  en prenant en compte les conditions aux frontières  $\Gamma$ .

Dans ce qui suit, on va développer la formulation et la discrétisation du problème en prenant un seul cas de fluide qu'on va supposer incompressible.

Le problème mathématique classique revient à résoudre pour l'inconnu  $\mathbf{p}$  le système suivant :

$$\circ \Delta p = 0 \quad |\Omega \quad (4.3)$$

$$\circ \frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad |\Gamma_1 \cup \Gamma_2 \quad (4.4)$$

$$\circ \frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad |\Gamma_3 \quad (4.5)$$

$$\circ p = 0 \quad |\Gamma_4 \quad (4.6)$$

$$\circ p = 0 \quad |\Gamma_5 \quad (4.7)$$

Le problème variationnel s'écrit en forme forte via la méthode de Galerkin avec fonction poids  $\delta \mathbf{p}$ :

$$\int_{\Omega} \delta p \nabla^2 p d\Omega = 0 \quad (4.8)$$

La forme faible :

$$-\int_{\Omega} \delta \nabla p \nabla p d\Omega + \int_{\Gamma} \delta \nabla p \frac{\partial p}{\partial n} d\Gamma = 0 \quad (4.9)$$

Le deuxième terme remplacé par la somme des intégrales formant l'ensemble des conditions aux limites sur le contour, on aura :

$$- \int_{\Omega} \delta \nabla p \nabla p d\Omega + \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} \delta p (-\rho \ddot{u}_n) d\Gamma = 0 \quad (4.10)$$

En multipliant le tout par  $(-1)$  :

$$\int_{\Omega} \delta \nabla p \nabla p d\Omega + \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} \delta p (\rho \ddot{u}_n) d\Gamma = 0 \quad (4.11)$$

### 4.3.2 Discrétisation Spatiale :

Après la discrétisation du domaine physique par des éléments finis, la fonction exacte recherchée est remplacée par une interpolation linéaire entre les valeurs aux nœuds de l'élément.

Dans ce cas la pression  $p$  est approximée de la manière suivante :

$$\mathbf{p} = \mathbf{N}_p \mathbf{P}_n \quad (4.11)$$

Tel que :

$\mathbf{P}_n$  : le vecteur nodal des pressions hydrodynamiques

$\mathbf{N}_p$  : le vecteur des fonctions de formes ou d'interpolation nodale de l'élément.

La forme générale du vecteur ligne  $\mathbf{N}_p$  s'écrit pour la variable nodale  $\mathbf{p}$  comme suit :

$$N_p = \langle N_{p1}, \dots, N_{pi}, \dots \rangle ; i = 1, n_p \quad (4.12)$$

$n_p$  : Représente le nombre de nœuds par élément utilisés pour l'interpolation.

En tenant compte de l'équation, les opérateurs intervenant sur la formulation variationnelle sont exprimés de la façon suivante :

Pour l'opérateur de perturbation des champs continus :

$$\delta \mathbf{p} \approx \delta (\mathbf{N}_p \mathbf{P}_n) = \delta \mathbf{P}_n^T \mathbf{N}_p^T \quad (4.13)$$

Pour l'opérateur de dérivation spatial des champs continus et des perturbations :

$$\nabla p \approx \nabla \mathbf{N}_p \mathbf{P}_n ; \nabla \delta p \approx \delta \mathbf{P}_n^T \nabla \mathbf{N}_p^T \quad (4.14)$$

En remplaçant la fonction continue  $\mathbf{p}$  par son approximation donnée ci-dessus, l'équation (4.10) prend la forme suivante :

$$\int_{\Omega} \delta P_n^T \nabla N_p^T \nabla N_p P_n d\Omega + \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} \delta P_n^T N_p^T \rho N_u n \dot{u} d\Gamma = 0 \quad (4.15)$$

Simplifions  $\delta P_n$  (perturbation quelconque) :

$$\int_{\Omega} (\nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega) P_n + \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} (N_p^T \rho N_u n d\Gamma) \dot{u} = 0 \quad (4.16)$$

Après arrangement des termes de l'équation précédente, son écriture sous forme matricielle est donnée par ce qui suit :

$$k_f P_n + \rho Q \dot{u} = 0 \quad (4.17)$$

$k_f$  : représente la matrice globale « Raideur liquide », elle quantifie l'énergie potentielle dans le liquide, elle est définie par :

$$k_f = \int_{\Omega} \nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega \quad (4.18)$$

Les matrices élémentaires correspondantes sont données par :

$$(k_f^e)_{ij} = \int_{\Omega_e} \begin{Bmatrix} N_{p_i,x} \\ N_{p_i,y} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{p_j,x} & N_{p_j,y} \end{Bmatrix} d\Omega = \int_{\Omega_e} \begin{bmatrix} N_{p_i,x} N_{p_j,x} & N_{p_i,x} N_{p_j,y} \\ N_{p_i,y} N_{p_j,x} & N_{p_i,y} N_{p_j,y} \end{bmatrix} d\Omega \quad (4.19)$$

$Q$  : C'est la matrice d'interaction liant le comportement de fluide-structure. Elle caractérise l'échange d'énergie mécanique au niveau de l'interface. Elle est définie par :

$$Q = \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} N_p^T N_u n d\Gamma \quad (4.20)$$

D'après le travail établi par Seghir [37] cette matrice définit l'interaction fluide-structure en couplant les accélérations des particules solides de la structure et les pressions exercées par le fluide à l'interface. Ce qui donne une dépendance entre la pression et l'accélération, plus constatée pour barrage flexible que rigide.

L'assemblage de ces matrices élémentaires  $(k_f^e)_{ij}$  donne la matrice globale  $k_f$ . Elles sont évaluées chacune d'elles dans un repère local puis l'utilisation de la notion d'élément de référence par changement de variable permet de passer dans un repère global fixe pour faciliter la tâche d'assemblage.

Il est à noter que chaque matrice élémentaire doit être du même ordre que la matrice globale ; ainsi il n'y a que les lignes et les colonnes correspondantes aux degrés de libertés de l'élément considéré qui ne sont pas nulles. Pour l'élaboration de la matrice globale, il existe plusieurs

techniques de stockage en matrice bande pour rationaliser l'utilisation de l'espace mémoire de l'ordinateur à même de réduire le temps machine consacré aux calculs numériques [32].

#### 4.4 Méthodes de résolution via Matlab :

On a utilisé deux approches pour modéliser et résoudre le problème via Matlab. Dans cette partie on va développer les deux méthodes d'une manière comparative en donnant l'intérêt à utiliser chacune d'elles.

La première approche est basée sur l'interface graphique Pdetool, or la deuxième approche est une approche scripte basée sur l'utilisation des commandes Matlab pour définir la géométrie du réservoir, les frontières et leurs conditions, le maillage et son degré de raffinement et le type d'équations différentielles aux dérivées partielles en spécifiant ses coefficients. Il faut noter que chaque tâche exige des commandes particulières pour dérouler le programme et d'autres pour visualiser le résultat de chaque étape afin de détecter l'erreur au cas où il existe un problème lors de l'exécution de ce dernier.

En comparant les deux approches, on verra qu'elles ont les mêmes éléments de référence mais pas le même degré de raffinement du maillage qu'on détaillera par la suite. En plus, ils partagent le même processus de résolution par les éléments finis adopté par Matlab, ce qui donnera les mêmes résultats finaux.

Mais la première différence majeure entre les deux méthodes réside dans l'exigence de la méthode de résolution via Pdetoolbox à accomplir toutes les étapes manuellement à chaque déroulement du programme en suivant le processus mentionné dans l'annexe A. La deuxième méthode est totalement scripte, elle n'exige aucune tâche intermédiaire manuelle. Il suffit d'initialiser les différentes caractéristiques du problème au début du script Matlab et faire dérouler ainsi le programme. Cette manière de faire permet de réduire le temps de résolution.

Or il faut noter que la première approche donne plus d'options lors de la visualisation des résultats. Elle donne une interface interactive facile à manipuler qui affiche les distributions des pressions hydrodynamiques à chaque instant, le type de maillage, les différentes courbes isopressions ou même produire des animations de quelques secondes qui décrivent d'une façon approchée le comportement physique du problème. Or la deuxième méthode donne ces fonctionnalités d'une façon plus limitée.

Durant notre travail on a utilisé la résolution via Pdetoolbox pour résoudre le problème dans le domaine temporel pour mieux visualiser les résultats sur l'interface. En revanche comme la deuxième approche est totalement programmable, on l'a utilisée afin de résoudre le problème stationnaire dans le domaine fréquentiel pour des raisons de comparaison et pour des études paramétriques en déroulant des boucles (routines) au début du programme sur le paramètre à étudier.

#### 4.4.1 Caractéristiques de Maillage et élément de référence :

Suite au passage cité au premier chapitre sur l'utilisation d'élément de référence dans la résolution du problème par la méthode des éléments finis ; le but est de simplifier la définition analytique des éléments de formes complexes, on utilise la notion d'élément de référence simple situé dans un espace de référence. Dont le passage de l'élément de référence à l'élément réel sera réalisé par une transformation géométrique  $f$  bijective.

Matlab utilise l'élément de référence de type triangulaire linéaire dont la transformation bijective est montrée dans la figure suivante :

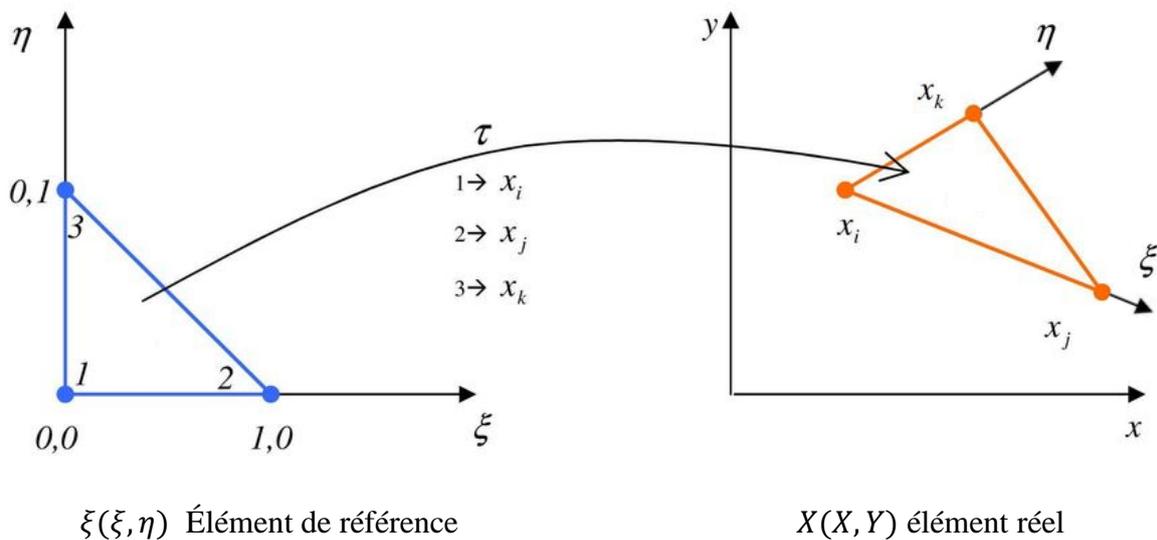


Figure 4-1 Élément de référence triangulaire linéaire.

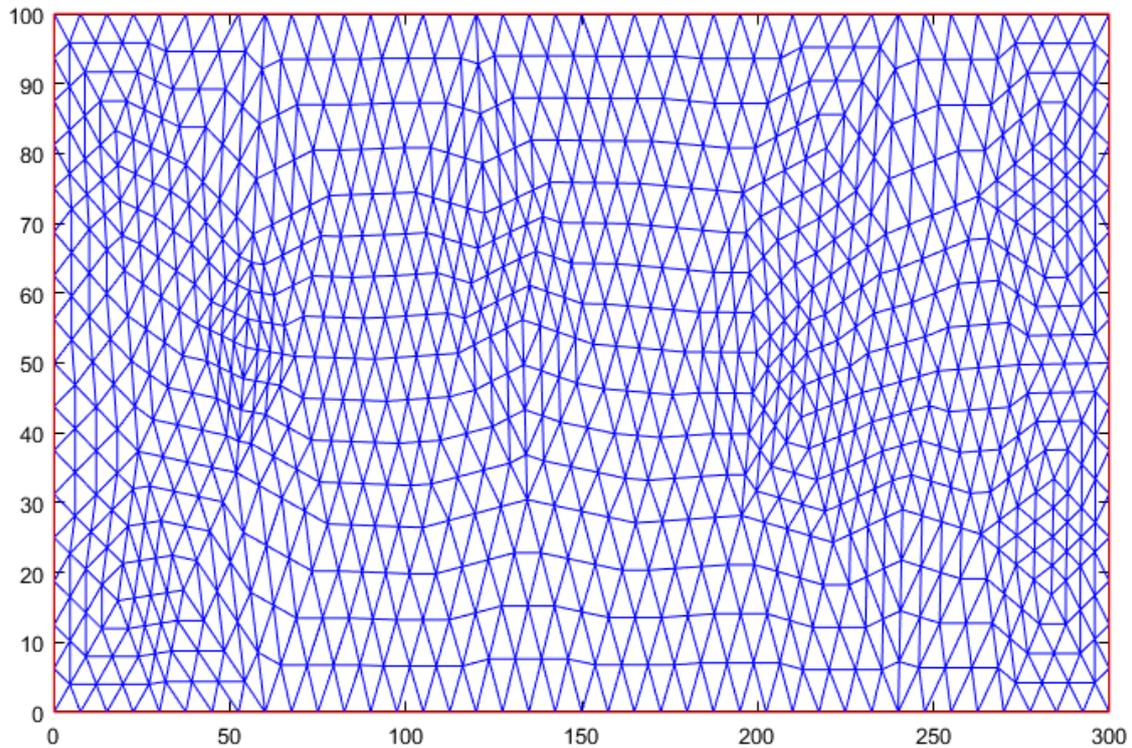
Comme il a été mentionné auparavant, les 2 approches utilisées sont basées sur le même type d'élément de référence, mais la différence réside sur la complexité du maillage, la première approche via Pdetoolbox utilise un maillage triangulaire de type "preR2013a".

Ce dernier est basé sur un algorithme de production de maillage simple en générant les premiers nœuds sur la première frontière à partir du point nord-ouest de la géométrie du réservoir en suivant la numération et l'orientation posées.

Donc pour avoir une meilleure précision on doit raffiner ce maillage ce qui veut dire qu'on doit ajouter plus d'éléments triangulaires avec plus de nœuds dans le réservoir entre les nœuds et les triangles existants. Ce choix donne un meilleur résultat mais augmente le temps machine correspondant à la résolution du problème, donc il ya un compromis entre la précision et le temps d'exécution tous en adoptant le meilleur model du maillage possible.

Dans notre cas, on a raffiné le maillage deux fois pour donner un bon compromis entre les performances du programme et la valorisation des résultats. La figure suivante donne le

maillage utilisé dans la première modélisation via Pdetoolbox pour un barrage à paroi verticale avec une hauteur de 100 m et une longueur de 300m.



*Figure 4-2 Maillage fin généré par l'algorithme preR2013a*

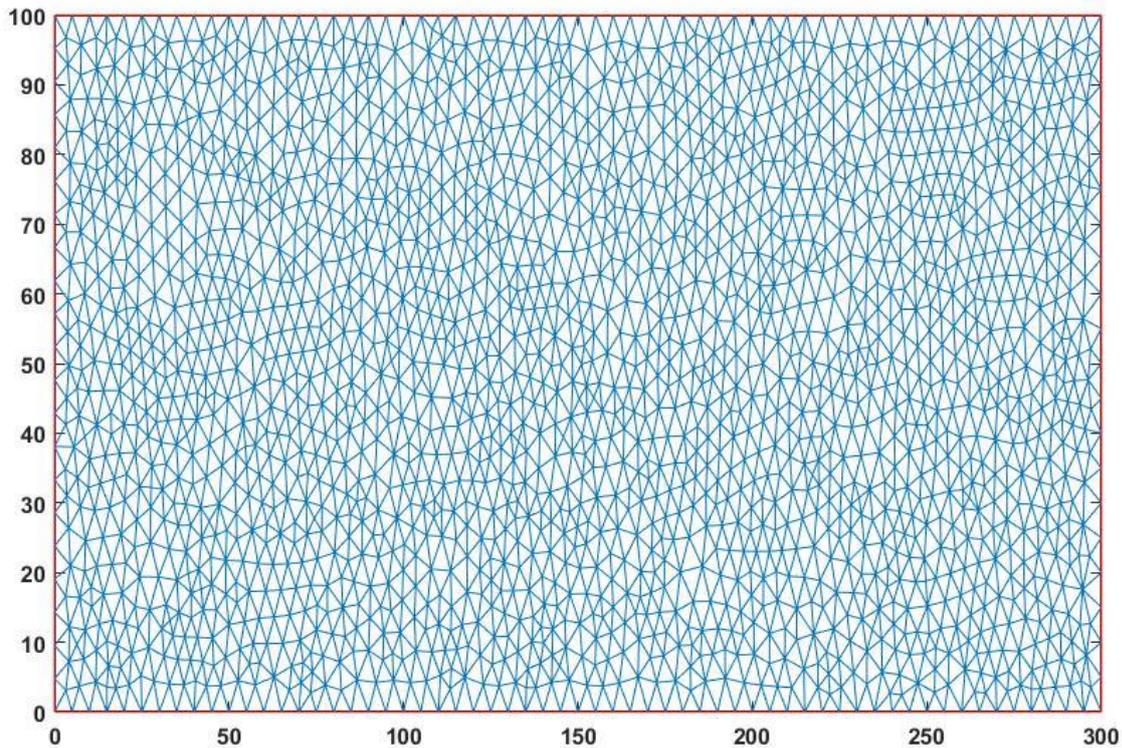
**Le nombre de nœud est de 953 et le nombre de triangle est de 1792, avec 16 éléments à l'interface amont du barrage.**

La deuxième approche utilise un autre type de maillage triangulaire qui se base sur la longueur maximale des éléments triangulaires du maillage aux frontières du réservoir. Cette dimension est spécifiée par un nombre réel positif appelée **Hmax**. Ce type de maillage est généré par la commande Matlab **generateMesh**. Cette dernière estime la valeur par défaut de **Hmax** à partir de la géométrie du réservoir. Mais peut parfois créer un maillage avec certains éléments dont la longueur dépassant cette limite de quelques pourcentages

Ce type de maillage est plus arbitraire, mais plus facile à utiliser sans la nécessité de raffinement. La diminution de la hauteur de l'élément de référence triangulaire donne un maillage plus fin avec plus de triangle pour remplir le réservoir donc plus de nœuds ce qui implique plus de précision. De la même façon que l'autre maillage, cette précision engendre plus de temps de calcul.

Or l'algorithme de production de maillage est systématiquement similaire au celui du premier type ce qui veut dire qu'il génère les premiers nœuds suivant l'orientation et la numérotation des frontières posées.

Dans ce qui suit on montre le raffinage de ce type de maillage pour **Hmax=5** (adopté pour le reste du programme) avec la même géométrie utilisée pour le premier type de maillage.



*Figure 4-3 Maillage fin de type 'Hmax =5' généré par generateMesh*

**Le nombre de nœud est de 2193 et le nombre de triangle est de 4196, avec 21 éléments à l'interface amont du barrage.**

On voit clairement que le deuxième type de maillage est plus fin donc il génère plus d'éléments à l'interface, ce qui donne de meilleurs résultats. Par ailleurs ça engendre plus de temps machine lors de l'exécution du programme. Or il faut distinguer entre le temps de déroulement des programmes et le temps de résolution globale. Ce dernier englobe le temps de chaque étape lors de la résolution du problème. En utilisant l'approche scripte, les 2 temps sont confondus, ce qui n'est pas le cas pour la première approche, particulièrement les phases manuelles présentes dans le processus de résolution via Pdetoolbox. Ce qui valide en plus notre choix sur l'approche scripte pour établir les études comparatives ou paramétriques dans le domaine fréquentiel. Mais il faut noter que résoudre le problème dans le domaine temporel engendre une grande amplification de temps machine affectant de plus les modèles avec un maillage plus fin. Dans ce cas la résolution du problème exige l'utilisation de la première approche, celle avec les moins d'éléments triangulaires.

#### 4.4.2 Organigramme des Programmes élaborés sous langage Matlab :

Cette partie est consacrée à la présentation des algorithmes des programmes élaborés sur Matlab. En premier lieu, on schématisera les organigrammes utilisés pour les 2 approches, puis on ira dans le détail pour la deuxième approche.

##### 4.4.2.1 Organigramme de repérage des nœuds appartenant à l'interface :

Après importation des résultats et des caractéristiques de maillage (positions des nœuds (p), positions et caractéristiques des frontières (e), éléments triangulaires (t)) du Pdetool ou en les générant par les commandes Matlab, on aura les pressions à chaque nœud dans le réservoir, mais ce qui nous concerne c'est les nœuds qui appartiennent à la paroi amont du barrage. Donc on a élaboré des programmes qui nous permettent de faire ressortir ces derniers tous en respectant l'orientation et la numérotation des frontières constituant le maillage généré avec Matlab.

La figure suivante montre cette orientation en commençant e 'Edge1' vers 'Edge5' :

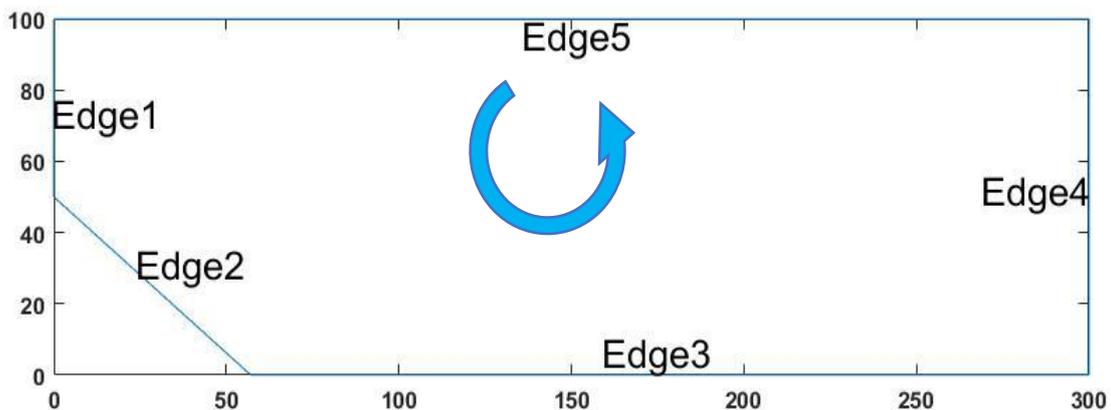
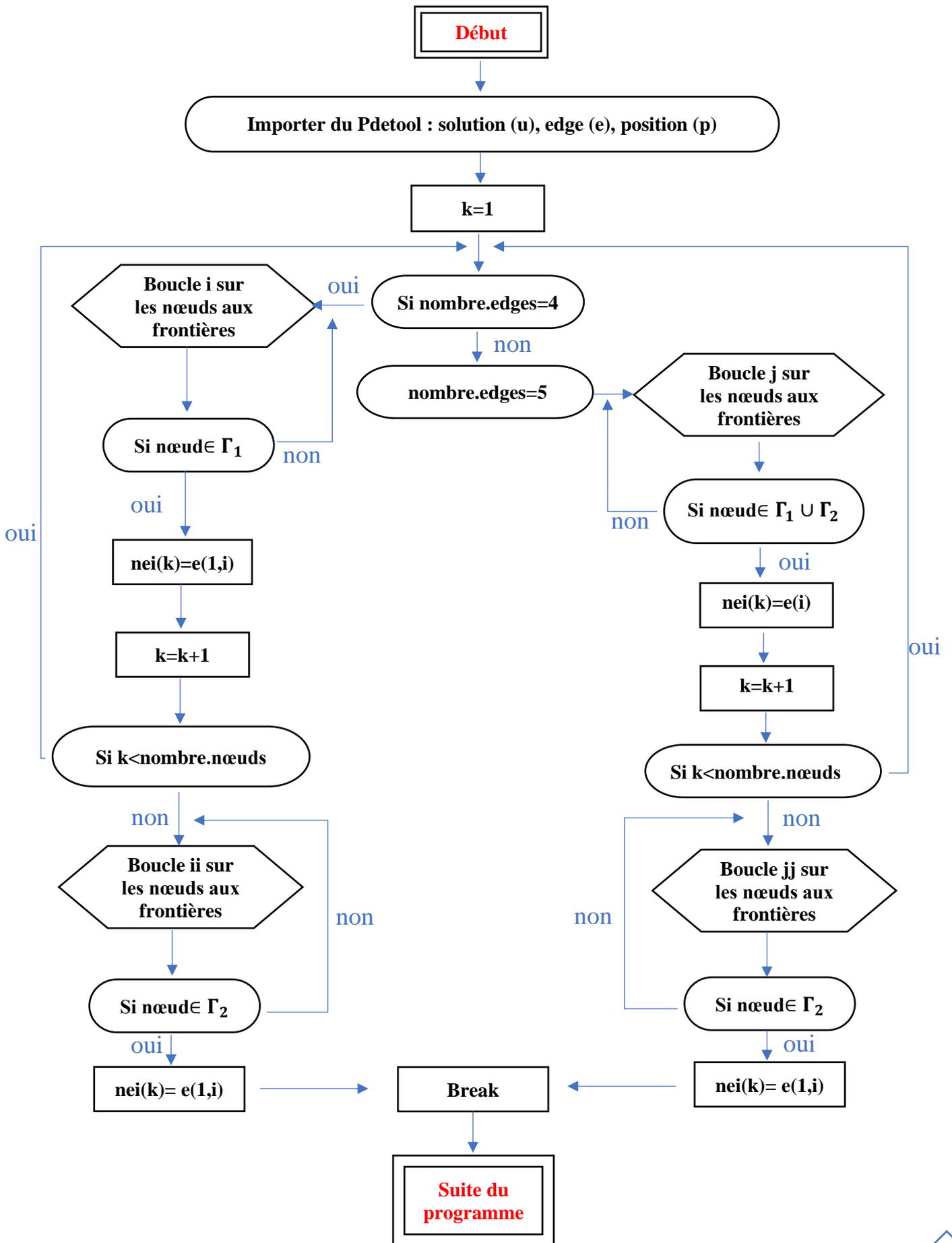
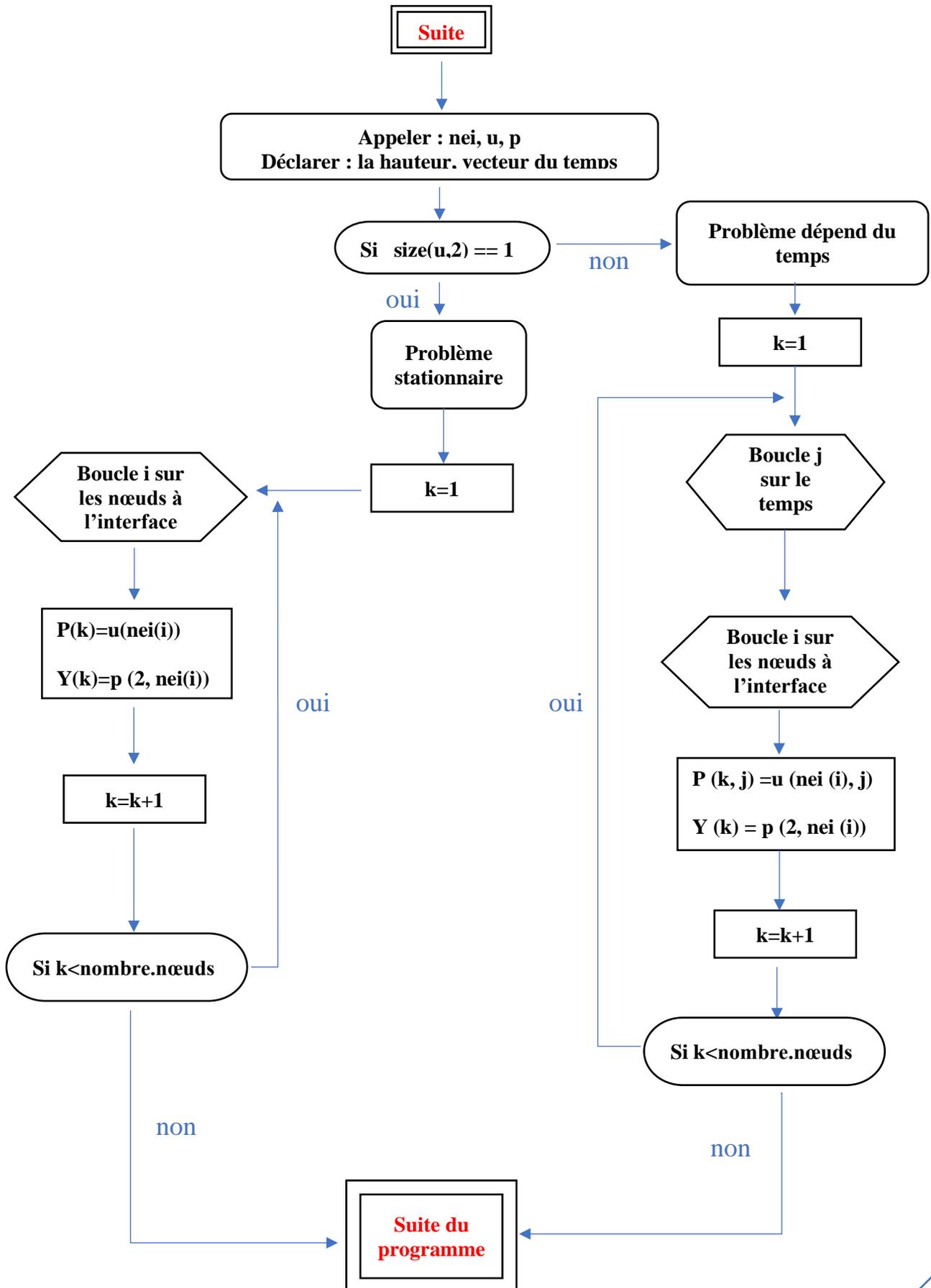


Figure 4-4 L'orientation et la numérotation des frontières

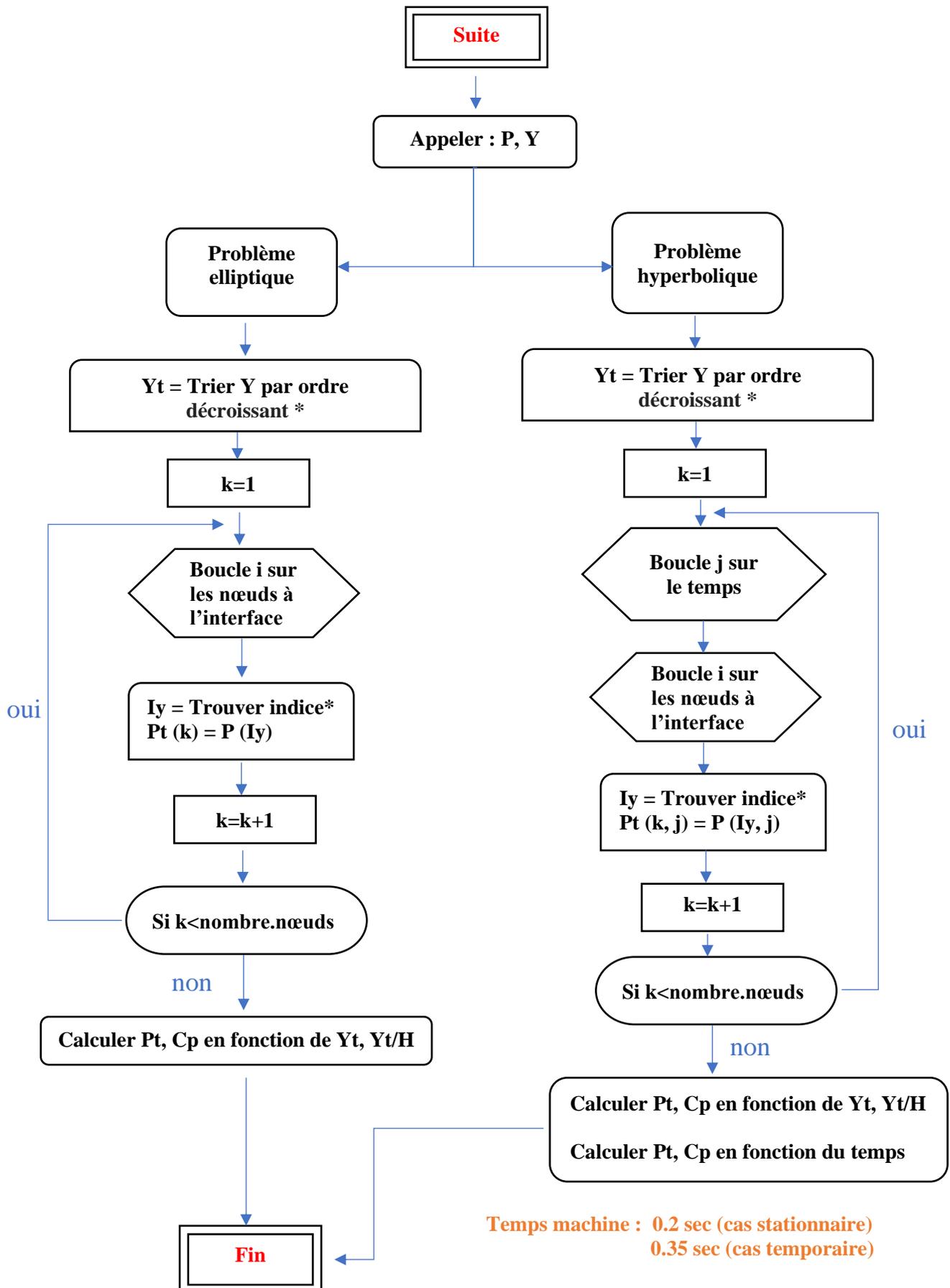
ORGANIGRAMME DE REPÉRAGE DES NŒUDS À L'INTERFACE



ORGANIGRAMME DE DÉTERMINATION DE LA MATRICE (OU VECTEUR) DES PRESSIONS À L'INTERFACE



ORGANIGRAMME DE CORRESPONDANCE DES PRESSIONS AVEC LEURS POSITIONS LE LONG DE L'INTERFACE



Temps machine : 0.2 sec (cas stationnaire)  
0.35 sec (cas temporaire)

(\*) : Utilisation de commande Matlab.

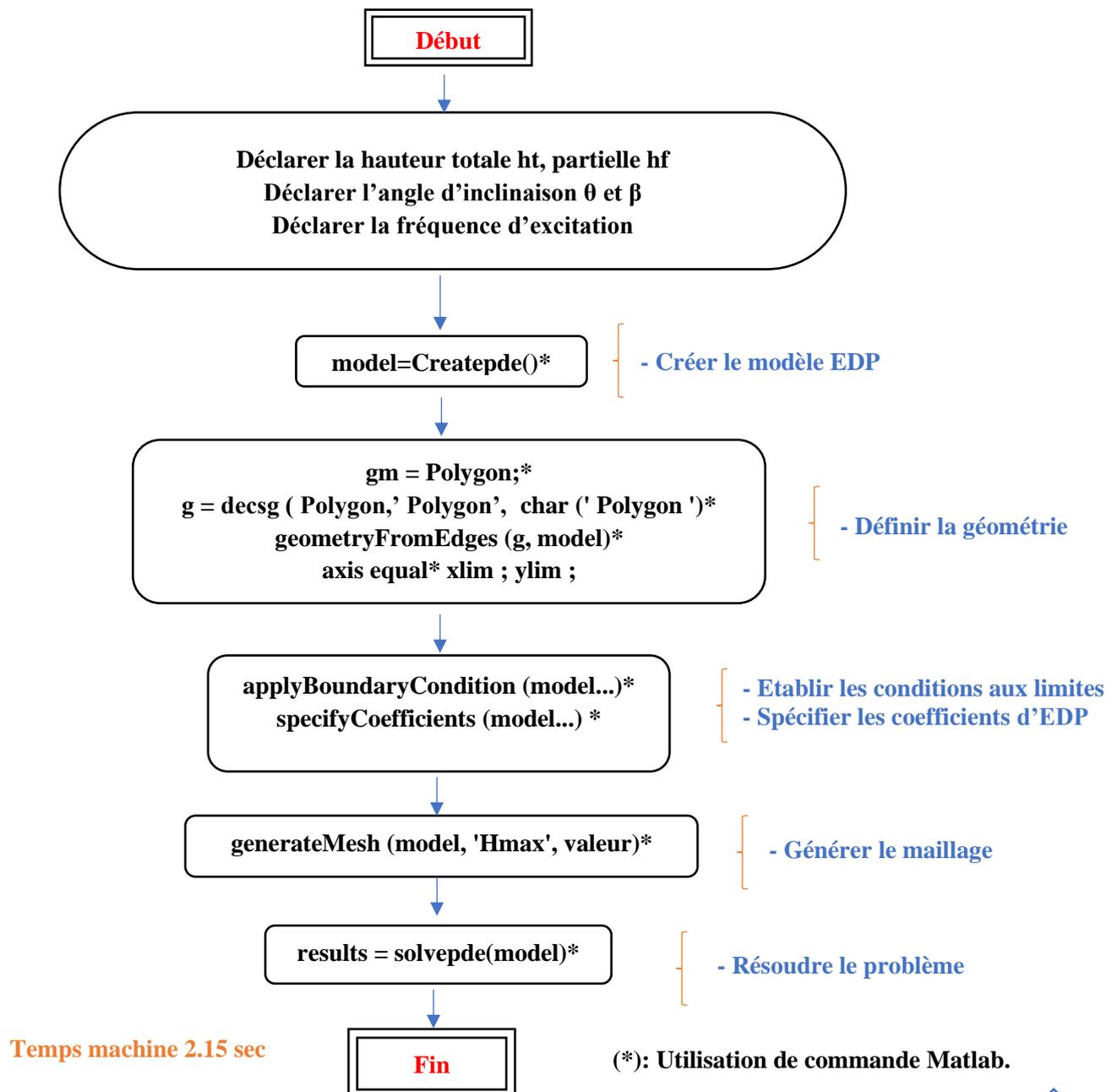
4.4.2.2 Organigrammes de résolution du problème via l'approche scripte :

Comme on a développé auparavant, d'autres parties de notre travail exige la résolution via l'approche scripte sans l'utilisation du Pdetoolbox. Pour détailler un peu plus, on utilise ce programme pour faire l'étude paramétrique.

On a élaboré 5 programmes différents pour les besoins de calcul, dans ce qui suit, on présentera un exemple pour montrer le principe.

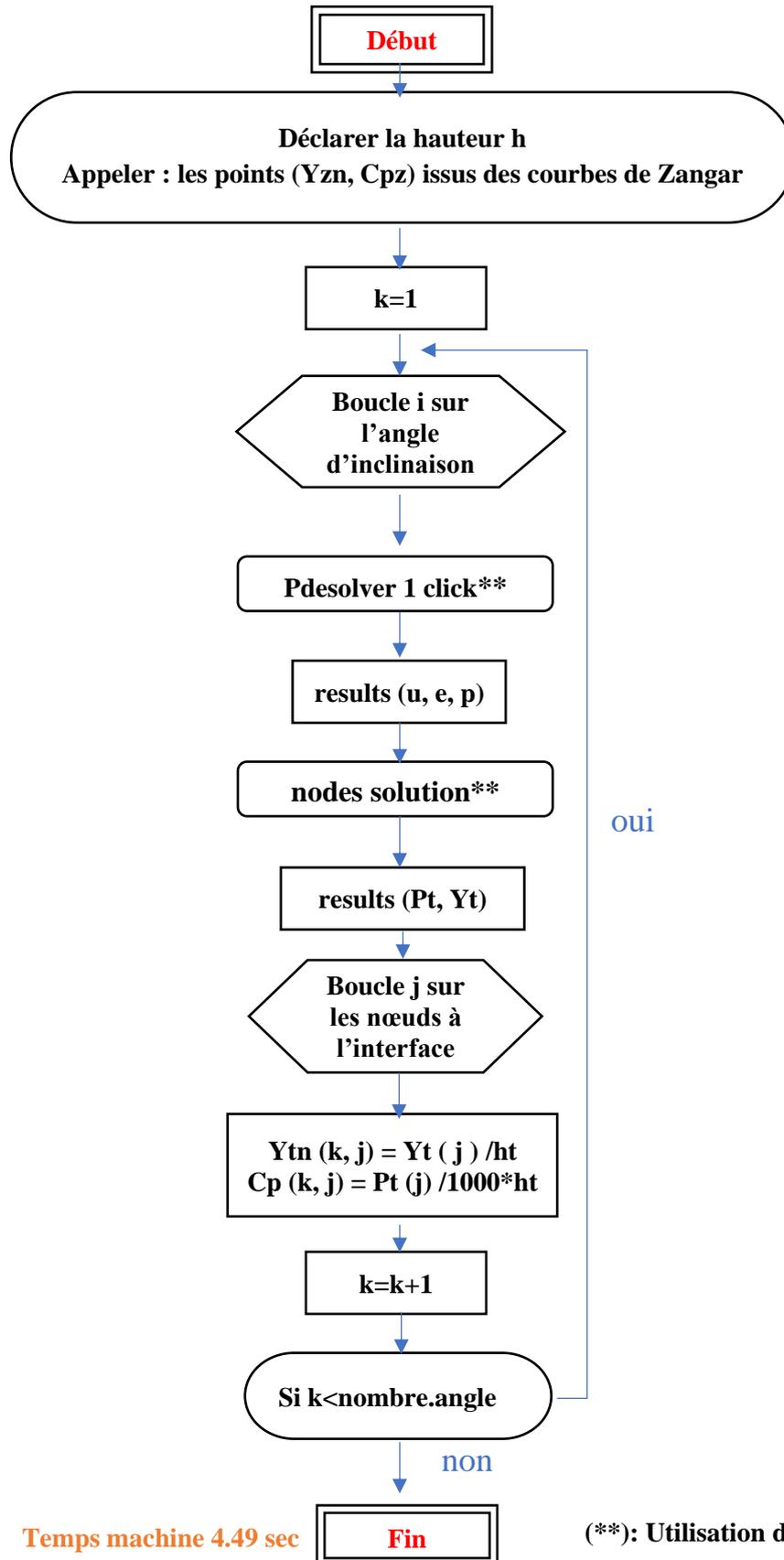
On choisira l'algorithme élaboré pour l'étude paramétrique sur l'angle de l'inclinaison en comparant les résultats avec ceux de la méthode de Zangar pour un fluide supposé incompressible.

**ORGANIGRAMME GÉNÉRAL DES COMMANDES MATLAB QUI PERMETTENT DE MODÉLISER ET DE RÉSOUDRE LE PROBLÈME**



Par la suite on notera cette démarche par ((**Pdesolver 1 click**)) et les trois parties de l'algorithme précédent par ((**nodes solution**)).

**ORGANIGRAMME D'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR L'ANGLE D'INCLINAISON**



Les courbes résultantes des résultats issus de la méthode expérimentale de Zangar, Aviles ou même Gogoi sont disponible dans la littérature spécialisée en forme graphiques, donc pour les besoins de comparaison nous avons utilisé un logiciel de digitisation numérique pour être en mesure de définir les point (Cp, Y/ht) (Zangar, Aviles) et (P, t) (Gogoi) et les superposer via Matlab sur nos courbes issues de la méthode des éléments finis.

Pour les autres cas d'étude comparatives il suffit de choisir le paramètre physique du réservoir ou géométrique de l'interface du barrage et dérouler une boucle sur ce dernier en fixant les autres paramètres.

#### 4.4.2.3 Extension à l'algorithme de traitement du signal sismique :

Pour pouvoir introduire un signal induit d'un séisme réel, on doit décomposer ce dernier en plusieurs signaux monochromes harmoniques en utilisant la transformée de Fourier en passant du domaine temporel vers le domaine fréquentiel stationnaire.

La transformée de Fourier  $F(\omega)$  du séisme  $\ddot{u}(t)$  est donné par :

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{u}(t) e^{-i\omega t} dt \quad (4.21)$$

Avec :  $f = 2\pi/\omega$  la fréquence attachée au spectre de Fourier.

L'accélération du séisme en fonction du temps est obtenue par une transformée de Fourier inverse :

$$\ddot{u}(t) = \frac{1}{2\pi} \text{Re} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (4.22)$$

D'une façon discrétisée on aura ce qu'on appelle transformée de Fourier discrète dont son inverse est donné par [38] :

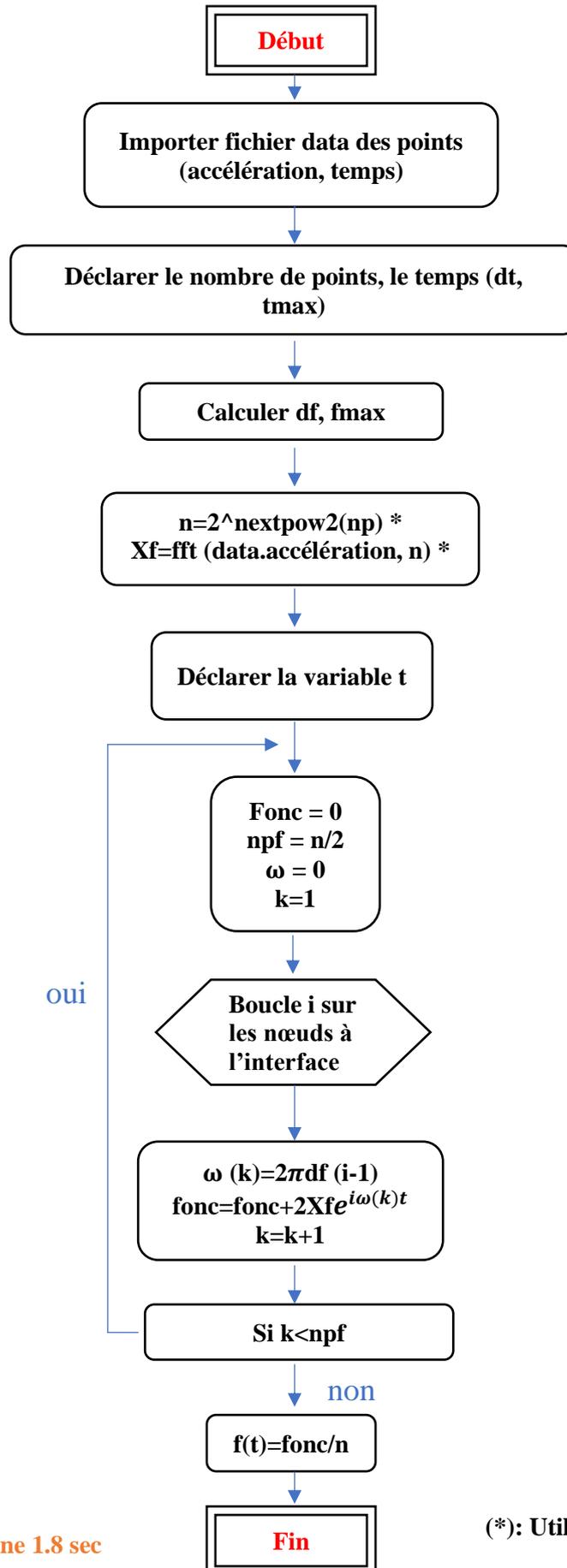
$$\ddot{u}(t) = \frac{1}{n} \sum_{f=1}^{n-1} F(\omega) e^{\frac{i2\pi ft}{n}} \text{ avec } n : \text{ nombre de points interpolés} \quad (4.23)$$

L'organigramme présenté après avoir schématisé l'algorithme élaboré pour faire la transformation vers le domaine fréquentiel en évaluant les spectres de fourrier en fonction des fréquences, puis en utilisant la forme discrétisée de la transformée de Fourier inverse on aura une fonction temporelle construite de plusieurs signaux monochromes qu'on utilisera comme étant une condition aux limites à l'interface barrage-réservoir.

Dans ce qui suit, on présentera les commandes Matlab qui nous permettent d'établir le programme afférant :

- On utilisera la commande Matlab **2<sup>^</sup>nextpow2** pour rendre les vecteurs (accélération, temps) paires multiplicateur de 2 en complétant les vecteurs par des valeurs nulles. Cette commande est obligatoire si les données d'entrée sont impaires.
- La commande **fft** permettra de faire une transformation de Fourier discrète rapide du domaine temporel vers le domaine fréquentiel, le résultat étant symétrique, cette commande affiche une seule partie en devisant les points par 2, ce qui explique l'exigence des vecteurs à dimension paire.

ORGANIGRAMME DE TRANSFORMÉE DE FOURIER ET TRANSFORMÉE INVERSE



Temps machine 1.8 sec

(\*): Utilisation de commande Matlab.

## 4.5 Conclusion :

Ce chapitre a abordé les différentes notions de base qui permettent de comprendre l'ensemble du travail établi dont on verra ses résultats au prochain chapitre.

Lors du passage sur le logiciel Matlab on a constaté que c'est un outil multifonctions accessible à tout le monde, qui permet de programmer, visualiser et traiter des problèmes complexes d'une façon abordable.

Utiliser plus d'éléments triangulaires lors du maillage augmente la précision des résultats, en revanche ça engendre une amplification du temps de résolution, particulièrement dans le domaine temporel.

---

## *Chapitre 5 : Résultats & discussions*

---

## 5.1 Introduction :

Ce chapitre est l'extension complémentaire du chapitre précédent en exploitant les résultats obtenus sur Matlab avec plus de détails et en mettant en évidence les interprétations, les discussions, les explications et enfin les conclusions.

Grace aux programmes informatiques élaborés, on a pu étudier les différentes distributions des pressions hydrodynamiques agissant sur le parement amont du barrage en tenant en compte les différents paramètres entrant en jeu dans cette étude.

Dans un premier temps nous avons validés nos résultats obtenus en comparant avec ceux donnés par des références connues à l'échelle mondiale dans le cadre de l'étude des pressions hydrodynamiques exercées sur les barrages (Westergaard [39] et Zangar[22]), et comme nous l'avons constaté dans les chapitres précédents, l'étude a pour but essentiel de déterminer la distribution et l'intensité de ces de pressions exercées sur le parement amont d'un barrage rigide qui dépendent de la géométrie de l'interface fluide-barrage, la fréquence d'excitation et aussi des différentes propriétés physiques du fluide dans le réservoir. Des paramètres de valeurs primordiales pour le dimensionnement et la conception des barrages.

L'étude consiste à appliquer un chargement sismique horizontale sur le barrage qui provoque une réponse présentée sous forme de pressions agissant sur la paroi amant, nous avons varié la géométrie de l'interface fluide-structure en prenant plusieurs cas (verticale, totalement inclinée, partiellement inclinée) pour pouvoir estimer quelle sont les meilleures géométries qui minimisent l'effet de ces pressions.

Par la suite, nous avons tenu en compte la compressibilité du liquide comme étant un paramètre essentiel lors de cette étude afin de pouvoir estimer comment elle participe dans l'amplification des pressions hydrodynamiques ; à cet effet on a montré aussi l'effet de la fréquence d'excitation sur l'évolution de la pression au fond du réservoir en fonction du temps et sur la distribution spatiale de la pression exercée sur le parement amont.

Et enfin, on terminera par une étude qui se base sur la simulation par des accélérogrammes réels. On a considéré un barrage rigide vertical dont la réponse du système est présentée par la variation temporelle des pressions hydrodynamiques au fond du parement amont du barrage A à cet effet, nous avons établi une comparaison des résultats obtenus avec ceux issus de l'application de la méthode semi analytique de Gogoi [40]. Nous avons procédé ensuite à une étude paramétrique qui compare entre les résultats obtenus en utilisant un réservoir à fluide compressible et incompressible.

## 5.2 Application numérique et validation des résultats :

Maintenant que la modélisation numérique du réservoir est faite, dans ce que suit on commencera à la résolution et l'étude du problème des pressions hydrodynamiques agissantes sur le parement amont d'un barrage rigide avec l'utilisation du logiciel Matlab, en comparant les résultats numériques obtenus à ceux de la méthode exacte de Westergaard pour le cas d'un barrage vertical, et à ceux de la méthode expérimentale de Zangar lorsque le barrage est rigide incliné d'un angle.

### 5.2.1 Cas d'un barrage rigide à face amont vertical ( $\theta = 0$ , $c=1$ ) :

Dans un premier temps, on va comparer les résultats numériques obtenus par la méthode des éléments finis aux résultats issus de l'application de la méthode exacte de Westergaard, en considérant que le fluide dans le réservoir est incompressible, et le chargement sismique est supposée horizontale et harmonique appliquée à la base du barrage avec une amplitude prise égale à l'unité et une période de  $T= 4/3$  s, en supposant que le barrage est infiniment rigide, il vibre avec la même accélération horizontale de sol :

$$\ddot{u}(t) = e^{i\omega t} \quad (5.1)$$

Le tableau ci- dessous présente les erreurs relatives suite à l'étude comparative des pressions hydrodynamiques obtenues par l'application de la méthode des éléments finis et la méthode exacte de Westergaard pour différentes hauteurs d'eau dans le réservoir.

	<i>Hauteurs de fluide dans le réservoir H</i>		
	<b>60.96m(200ft)</b>	<b>182.88m(400ft)</b>	<b>243.84m(600ft)</b>
<i>Pressions (Westergaard)</i> <i>(Pa)×10<sup>4</sup></i>	4.481	14.507	20.885
<i>Pressions (M.E.F)</i> <i>(Pa)×10<sup>4</sup></i>	4.509	13.564	18.083
<i>Erreurs relatives (%)</i>	0.62	-6.5	-13.4

**Tableau 5-1** Comparaison entre les pressions obtenues par MEF et celles de Westergaard pour différentes hauteurs de fluide dans le réservoir

Il est constaté dans le tableau (5.1) que les valeurs des pressions données par le programme Matlab élaboré sont très proches à celle calculées analytiquement par Westergaard, avec une erreur relative entre les deux méthodes qui est presque négligeable pour une hauteur d'eau moyennement faible, par contre pour des hauteurs du barrage ayant des valeurs relativement importantes (à partir de H égale à 182m), l'erreur devient plus importante, et cela est dû à l'effet de la compressibilité de liquide dans le réservoir, puisque dans ce cas, l'hypothèse de l'incompressibilité de fluide n'est plus valable. À partir de ces résultats on justifie la validité du modèle 'E.F' et le programme élaboré pour un barrage rigide vertical.

**Remarque :** le signe (-) qui apparaît dans quelques erreurs relatives signifie que les résultats numériques obtenus sont inférieurs à ceux de la méthode de Westergaard.

### 5.2.1.1 L'effet de la position de la limite de troncature :

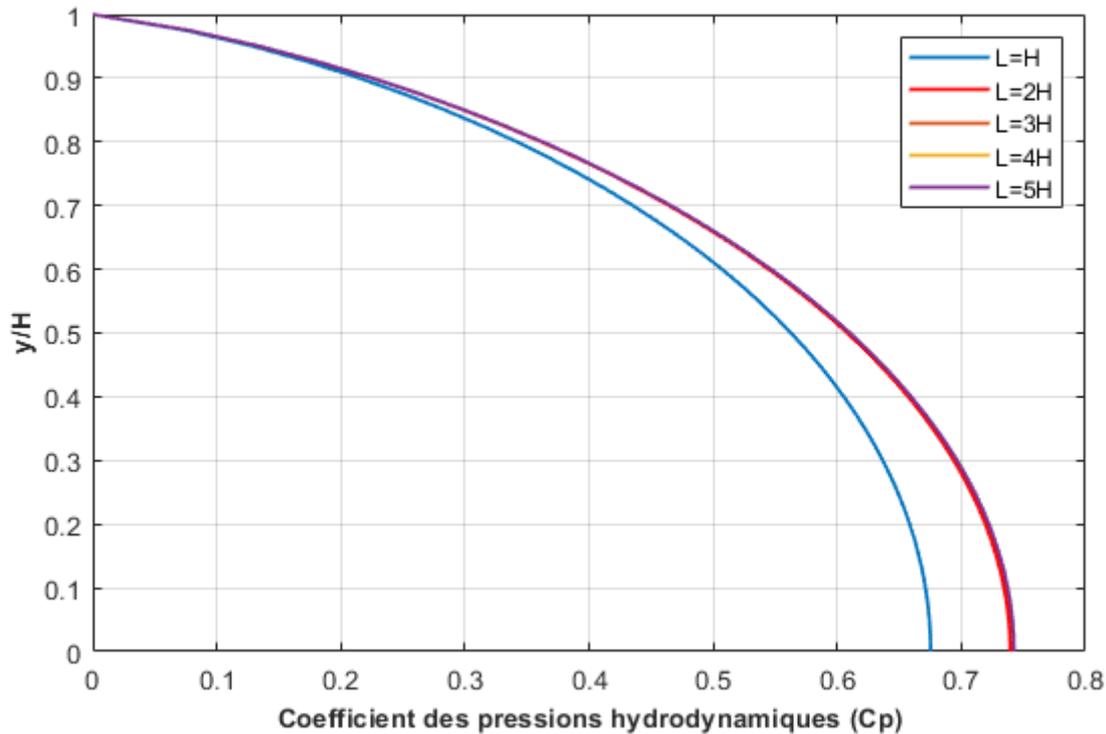
Dans cette partie on va étudier l'effet de la position de la limite de troncature qui est imposée à partir d'une distance de l'axe vertical de la paroi amont (l'interface fluide-structure) vers la direction amont du barrage.

Pour pouvoir estimer l'effet de cette limite une étude paramétrique a été faite en variant la longueur du réservoir qui dépend de la hauteur de remplissage de liquide dans le barrage allant de H jusqu'à 8H. Le tableau ci-dessous présente les pressions maximales enregistrées au fond du réservoir d'un barrage rigide vertical pour différentes longueurs (L).

	Longueurs du réservoir							
	H	2H	3H	4H	5H	6H	7H	8H
Pressions (Pa) × (10 <sup>4</sup> )	6.752	7.41	7.42	7.42	7.42	7.42	7.42	7.42

**Tableau 5-2:** La pression hydrodynamique au fond du parement amont du barrage pour différents longueurs 'L'

On observe clairement sur le tableau (5-2) que les résultats obtenus sont très proches entre elles pour les différentes valeurs de la longueur du réservoir. On constate qu'à partir de « L » égale ou supérieures à 3H les pressions hydrodynamiques maximales au fond du réservoir ne varient plus, ce qui signifie que cette limite devient sans influence à partir de cette distance puisque les ondes volumiques voyageant à partir de l'interface fluide-barrage vers l'amont du réservoir sont atténuées au-delà de cette limite, notamment ces résultats permettent par la suite de considérer que la position à 3H est suffisante pour l'application du modèle élément fini. Cette distance nous permet d'éliminer le phénomène d'interférence entre les ondes incidente et les ondes réfléchies.



**Figure 5-1** Distribution du coefficient des pressions pour des différentes longueurs 'L'

La figure ci-dessus présente la distribution du coefficient des pressions hydrodynamiques  $C_p = p / C_s \gamma H$  en fonction du rapport  $y/H$  pour des différentes longueurs du réservoir dans le cas d'un barrage vertical, dont la pression  $p$  utilisée pour le calcul de  $C_p$  est la pression qui correspond à la composante horizontale maximale des pressions hydrodynamiques exercées sur le parement amont du barrage. À partir de cette figure on remarque que l'allure de la distribution des coefficients des pressions a la forme d'une branche de parabole avec une valeur maximale enregistrée en fond du réservoir. Il est aussi constaté qu'à partir de  $3H$  non seulement la valeur maximale de  $C_p$  est identique pour les différentes limites de troncature mais aussi les différentes courbes au-delà de cette hauteur deviennent confondues.

### 5.2.2 Cas d'un barrage rigide à fruit unique ( $\theta \neq 0, c = 0$ ) :

Dans ce cas, les hypothèses de travail restent les mêmes comme celles du premier cas. On va étudier l'influence de l'inclinaison sur la distribution des pressions sur l'interface fluide-barrage, dont la validation des résultats sera effectuée en comparant avec celles de l'application de la méthode expérimentale de Zangar.

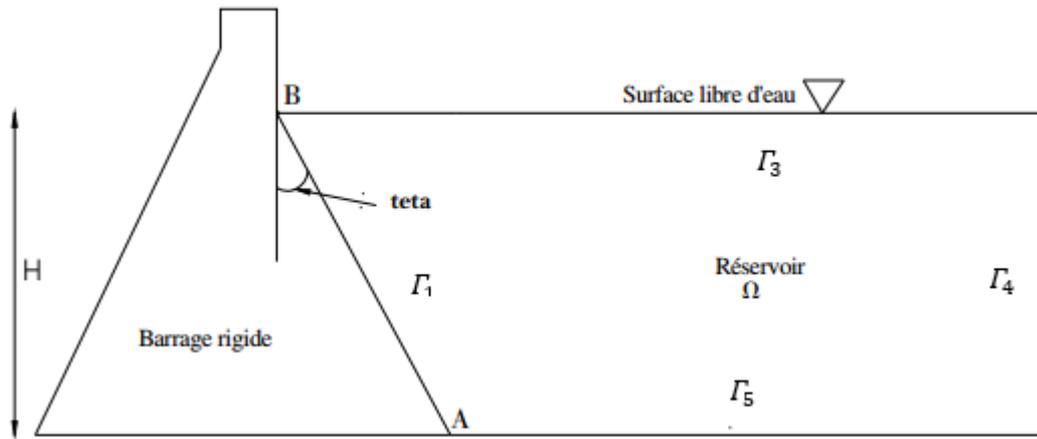


Figure 5-2 Barrage à fruit unique

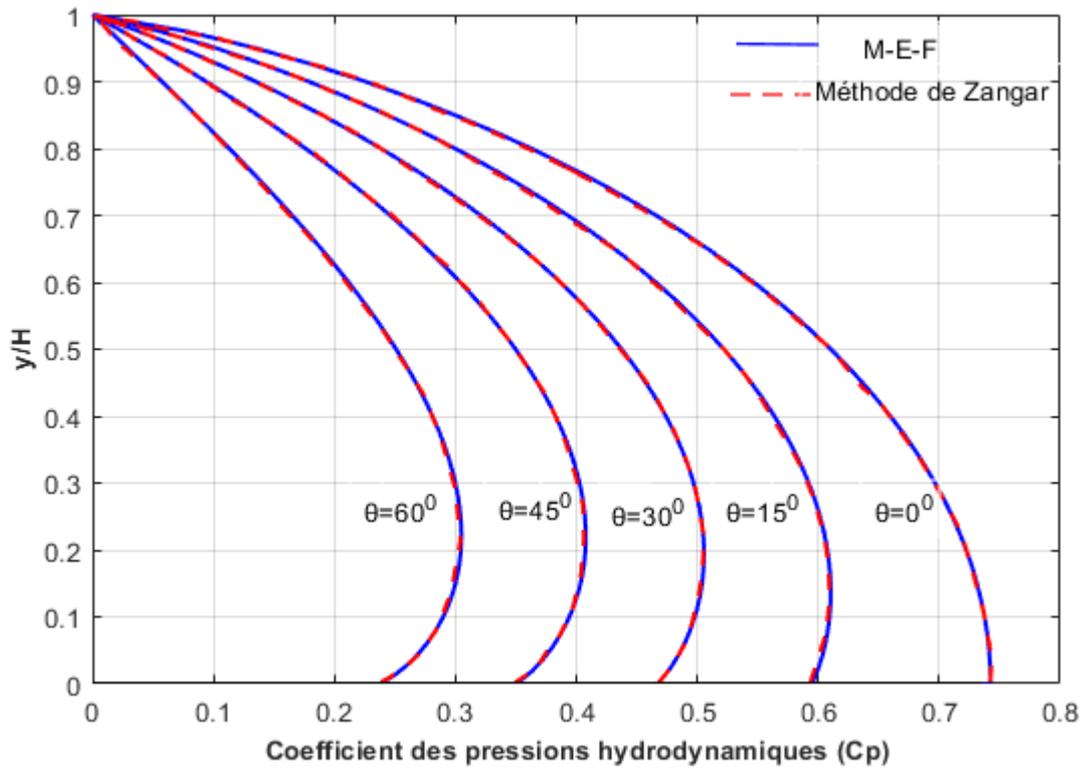


Figure 5-3 La distribution du coefficient des pressions hydrodynamique pour différents angles d'inclinaison.

Dans la figure (5.3), les résultats numériques obtenus sont comparés aux résultats expérimentaux de Zangar pour différentes inclinaisons du barrage, on voit que l'accord entre les deux résultats est très bon concernant la distribution du coefficient des pressions hydrodynamiques.

En revanche, il est clair d'après ces résultats que les surpressions hydrodynamiques diminuent à mesure que l'inclinaison augmente sur toute la hauteur du barrage. Par conséquent, la distribution de la pression pour  $\theta = 0^{\circ}$  (parement vertical) est l'enveloppe maximale de toutes les distributions de pressions, où on enregistre la valeur maximale de  $C_p=0.74$  au fond du réservoir, et pour les différents angles d'inclinaison de la face amont du barrage, la pression maximale se produit à une certaine distance au-dessus de la base du barrage.

On présente une étude comparative entre les valeurs maximales et les valeurs au fond du réservoir du coefficient des pressions ( $C_p$ ) en fonction de l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ).

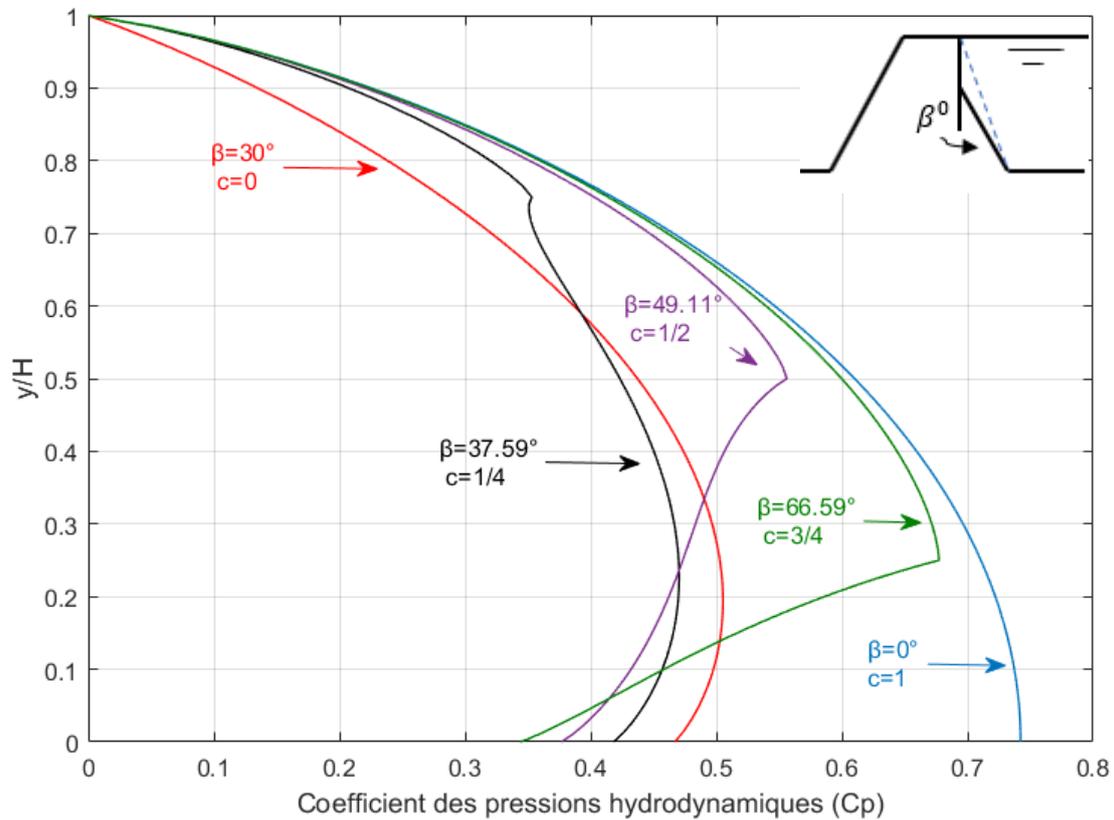
	<i>Angle d'inclinaison (<math>\theta^{\circ}</math>)</i>				
	<i>0</i>	<i>15</i>	<i>30</i>	<i>45</i>	<i>60</i>
$(Y/H)C_{pmax}$	0	0.125	0.187	0.20	0.21
$C_{pmax}$	0.74	0.62	0.52	0.40	0.30
$C_{pfond}$	0.74	0.60	0.48	0.34	0.23

**Tableau 5-3** Coefficients de pressions hydrodynamiques  $C_p$  pour différents angles d'inclinaison du parement amont du barrage .

Le tableau (5.3) présente une comparaison entre le coefficient des pressions hydrodynamiques à la base du barrage et le coefficient des pressions maximales en fonction de l'inclinaison du parement amont d'un barrage à fruit unique, où on observe clairement que l'écart entre  $C_{pmax}$  et  $C_{pfond}$  est pratiquement négligeable pour les angles faibles (les trois premières valeurs). Mais il devient plus important au fur et à mesure que l'angle d'inclinaison du parement amont augmente. On constate aussi que la position où on enregistre la pression maximale sur la face amont  $(Y/H)C_{pmax}$  varie relativement avec la variation des différentes inclinaisons, plus l'inclinaison est importante plus la hauteur depuis le fond est grande, (La position des valeurs maximales s'éloigne du fond.).

### 5.2.3 Extension de l'étude pour le cas des barrages rigides à double fruits ( $\beta \neq 0, c \neq 0$ ):

Dans ce cas, on va prendre un barrage rigide ayant un fruit composé avec un rapport  $c = \frac{H_f}{H_r}$  variable en gardant les mêmes hypothèses du travail.



**Figure 5-4** Distribution de coefficient des pressions hydrodynamique pour un barrage rigide à fruit composé

La figure ci-dessus montre la variation du coefficient des pressions  $C_p$  en fonction du rapport ( $y/H$ ) pour un barrage à fruit composé. On voit que la pression maximale est enregistrée au droit de la « cassure » de la face amont ( $\beta \neq 0$ ). Pour les grandes hauteurs de la partie verticale, on constate qu'il y a une diminution considérable du coefficient des pressions  $C_p$  au niveau de la base du barrage par rapport au cas d'un barrage vertical.

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de  $C_{pmax}$  et de  $C_{pfond}$  dans le cas d'un barrage à double fruit soumis à un chargement harmonique horizontal.

	Le rapport C ( Hf/Hr)				
	0	1/4	1/2	3/4	1
$C_{pmax}$	0.74	0.67	0.55	0.47	0.52
$C_{pfond}$	0.74	0.34	0.37	0.41	0.48

**Tableau 5-4**  $C_{pmax}$  et  $C_{pfond}$  pour différentes inclinaisons du parement amont d'un barrage rigide à fruit irrégulier.

D'après ces résultats, on remarque que plus la hauteur de la partie verticale augmente, plus le barrage devient plus sollicité surtout à la zone de changement brutale de l'inclinaison où il y a une concentration de pressions hydrodynamiques. La partie inclinée du barrage permet de réduire sensiblement ces pressions exercées sur le parement amont.

### 5.3 Effet de la compressibilité :

L'évaluation des forces hydrodynamiques et leurs effets sur la réponse des barrages poids en béton (hypothèse de rigidité) dépend des propriétés physiques du fluide dans le réservoir ; particulièrement sa compressibilité. On examine à présent l'effet de cette caractéristique sur la réponse du système barrage-réservoir. On s'intéresse en premier lieu aux pressions maximales enregistrées au fond du réservoir pour différentes hauteurs de remplissage, puis on étudiera cet effet en termes de vitesse de propagation des ondes sonores et de la fréquence d'excitation.

En premier lieu, L'influence de la compressibilité est montrée pour des valeurs croissantes de la hauteur de remplissage d'eau dans le réservoir, la célérité des ondes de compression dans l'eau étant fixée à  $C=1438$  m/s. les valeurs obtenues sont comparées à celle calculées lors de l'étude du même système par éléments finis dans l'hypothèse d'un fluide incompressible, en prenant une excitation harmonique horizontale de période  $T=4/3$  sec. La fréquence fondamentale du réservoir est donnée par  $\omega_1 = \frac{\pi c}{2H}$ .

Où, H : hauteur de fluide dans le réservoir.

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus :

	Hauteur du fluide dans le réservoir H(m)		
	60.96	182.88	243.84
Fréquence fondamentale du réservoir (rad/sec)	37.05	12.35	9.26
Fluide incompressible (Pa) $\times 10^4$	4.509	13.564	18.083
Fluide compressible (Pa) $\times 10^4$	4.565	14.774	21.254

**Tableau 5-5** Comparaison de pressions hydrodynamiques au fond d'un barrage rigide vertical en fonction de la hauteur du fluide dans le réservoir pour les deux cas de la figure.

On observe clairement que le modèle éléments finis utilisant un fluide compressible fournit des valeurs de pressions hydrodynamiques très proches que celles du modèle éléments finis utilisant un fluide incompressible pour le cas des barrages de petites hauteurs.

Par contre lorsque la hauteur devient plus importante, on enregistre un écart assez grand entre les pressions hydrodynamiques, la pression au fond du réservoir est plus grande lorsque le fluide est considéré compressible, ce qui justifie les résultats obtenus en comparant avec la méthode exacte de Westergaard au début de ce chapitre.

Pour bien comprendre l'effet de la compressibilité sur la réponse des pressions agissant sur le parement amont du barrage lors d'une excitation sismique, on va varier les valeurs de la célérité des ondes de compression dans l'eau. La hauteur de l'eau dans le réservoir est prise égale à  $H=100\text{m}$  et la pulsation d'excitation  $\omega = 3\pi$  rad/sec. Les résultats obtenus pour ce cas sont comparés à celles calculées dans l'hypothèse d'un fluide incompressible.

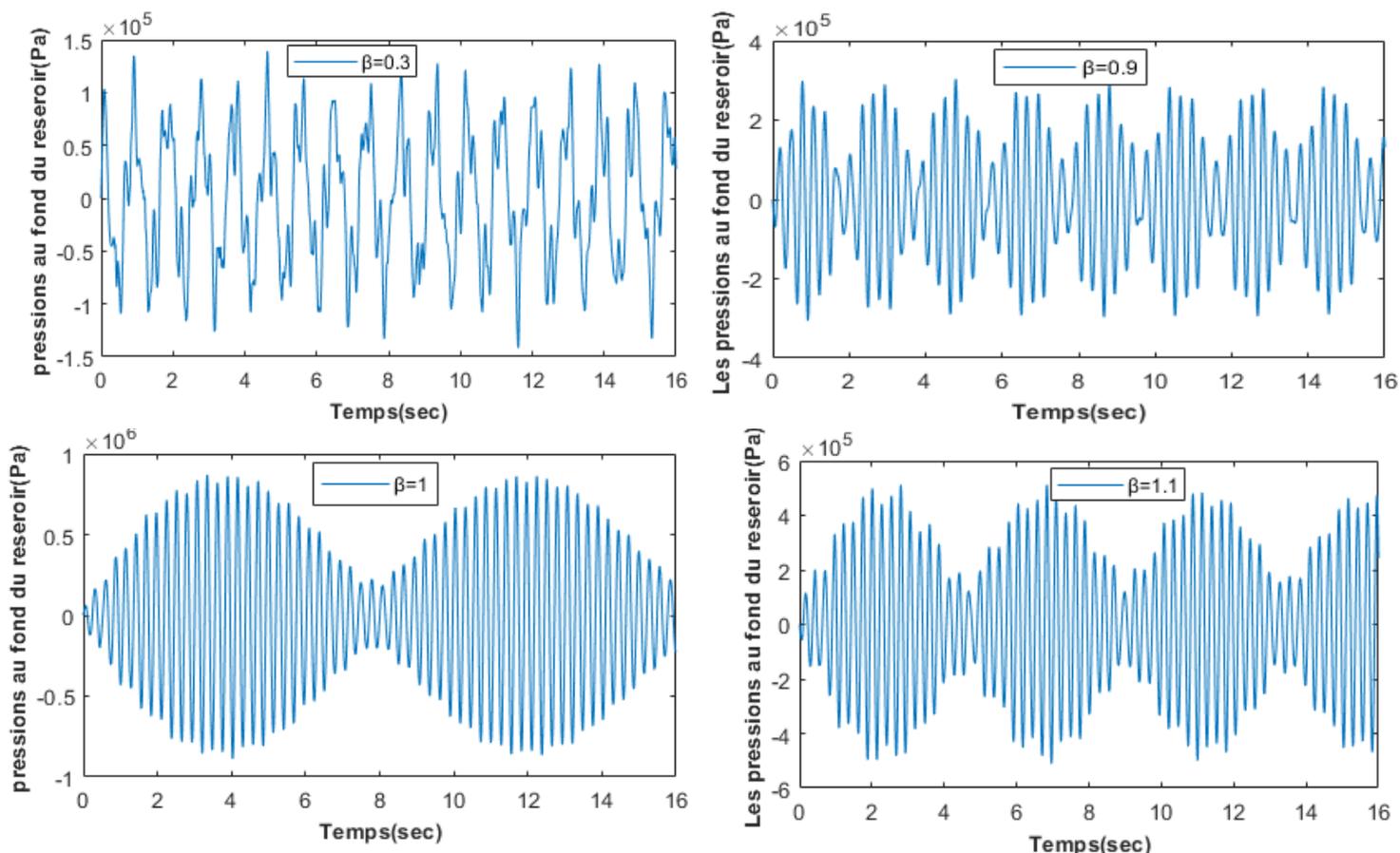
	Modèle d'éléments finis					Fluide incompressible
	Fluide compressible					
La célérité des ondes	$C$	$2C$	$3C$	$4C$	$5C$	0.74
Le coefficient des pressions $C_p$	0.82	0.76	0.75	0.74	0.74	

**Tableau 5-6** Les pressions au fond du barrage en fonction de la célérité des ondes de compression.

On observe dans le tableau ci-dessus, que le modèle éléments finis utilisant un fluide compressible donne des valeurs de pressions hydrodynamiques au fond du barrage plus grandes que celles utilisant un liquide incompressible, bien que l'augmentation de la célérité des ondes de compression produit une diminution au niveau de la pression hydrodynamique maximale. Aussi, on remarque que lorsque la célérité devient  $4C$ , les résultats convergent vers la même valeur enregistrée dans le cas d'un fluide incompressible, les deux modèles produisent presque les mêmes résultats ; ce qui implique que la célérité des ondes de compression dans le fluide est très grande lorsque on néglige l'effet de compressibilité (cas d'un fluide incompressible). Mais il faut noter que négliger l'effet de la compressibilité du fluide induit une erreur importante surtout pour l'estimation des pressions hydrodynamiques lorsque le barrage est considéré infiniment rigide car il ne dissipe pas beaucoup d'énergie.

### 5.4 L'effet de la fréquence d'excitation :

Pour pouvoir montrer l'effet de la fréquence d'excitation sur la réponse dynamique de notre système, on va l'exciter par un signal harmonique à amplitude unitaire, en variant le rapport de la pulsation d'excitation à la pulsation propre du réservoir ( $\beta = \omega/\omega_1$ ). En prenant un barrage rigide vertical. Après avoir fixé les fréquences concernées pour cette étude, le programme élaboré par nos soins sous Matlab est utilisé pour tracer les courbes des pressions maximales en fonction du temps au fond du réservoir et calculer l'amplitude maximale de la réponse ainsi que le temps qui lui correspond. Les signaux obtenus sont représentés sur la figure ci-après :



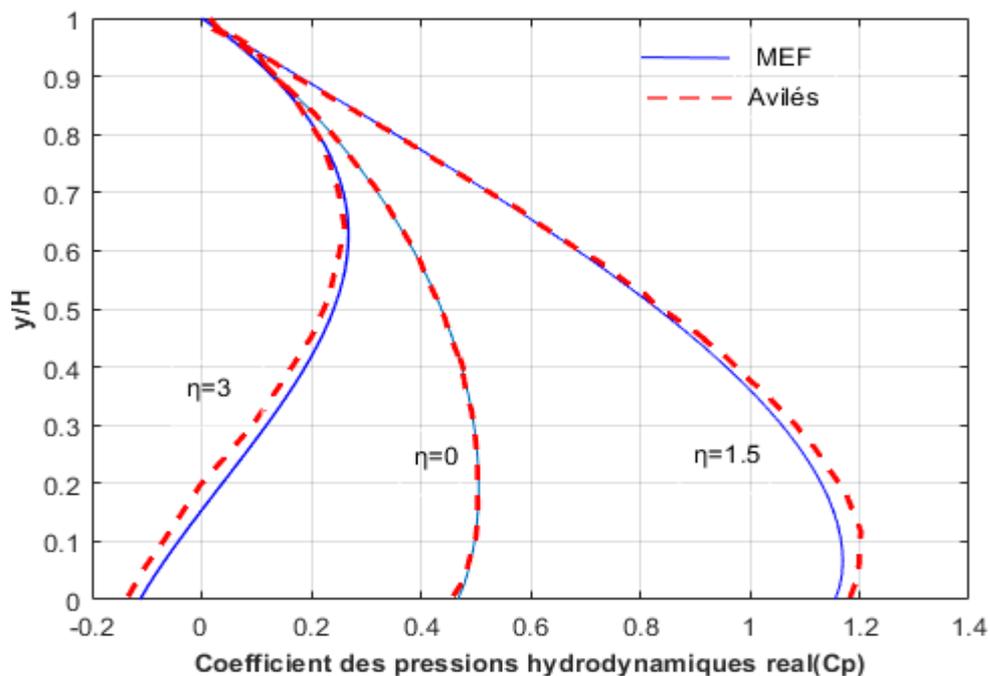
**Figure 5-5** La variation des pressions hydrodynamiques au fond du barrage en fonction de temps pour différentes fréquences d'excitation

La figure (5.5) montre la variation des pressions hydrodynamiques au fond du réservoir en fonction du temps pour un barrage rigide vertical. On voit l'apparition du comportement en battement dans la réponse pour le cas de  $\beta = 1$ , c'est l'état de résonance pour le premier mode, il se produit un déphasage entre la force appliquée et la pression résultante : la pression est nulle lorsque la force d'excitation est maximale et vice-versa, cet état peut conduire à une dégradation rapide des propriétés du système pouvant aller jusqu'à la ruine, de plus pour  $\beta \ll 1$  la réponse suit la forme d'excitation harmonique et atteint une valeur maximale qui est de  $1.4 \times 10^5$  Pa : le système répond d'une manière instantanée à la sollicitation . On constate aussi que plus la fréquence d'excitation devient plus proche à celle du réservoir plus la pression hydrodynamique augmente, en outre lorsque  $\beta = 1.1$  le phénomène de battement pour le premier mode

commence à disparaître avec une diminution au niveau de pressions hydrodynamiques. Le maximum des pressions hydrodynamiques correspond à la valeur de la résonance associée au premier mode fondamental (réponse maximale), la valeur maximale enregistrée est de  $8.9 \times 10^5$  Pa.

Dans cette dernière analyse, on s'intéresse à l'évaluation des pressions hydrodynamiques sur la face amont d'un barrage rigide incliné d'un angle  $\theta = 30^\circ$  soumis à des mouvements du sol avec diverses fréquences d'excitation, pour un fluide compressible. Les distributions du coefficient des pressions hydrodynamiques ( $C_p$ ) sont comparées à celles de Avilés et dessinées sur la figure ci-après :

Avec :  $[\eta = (\pi/2) \omega / \omega_1]$  est une fréquence normalisée.



**Figure 5-6** La distribution du coefficient des pression hydrodynamiques pour un barrage totalement incliné ;  $\theta = 30^\circ$ ,  $H = 100m$ .

D'après cette étude basée sur la méthode des éléments finis, on voit le rapprochement des résultats avec la méthode semi analytique de Avilés concernant les pressions hydrodynamiques. En outre il y a une augmentation de pression à mesure que les fréquences d'excitation se rapprochent de la première fréquence fondamentale du réservoir ( $\eta < \frac{\pi}{2}$ ). Par contre pour des fréquences d'excitation supérieures à celle du réservoir ( $\eta > \frac{\pi}{2}$ ) la partie réelle en termes de pression diminue car la réponse devient complexe, où la partie imaginaire représente la dissipation d'énergie en présence d'un fluide compressible.

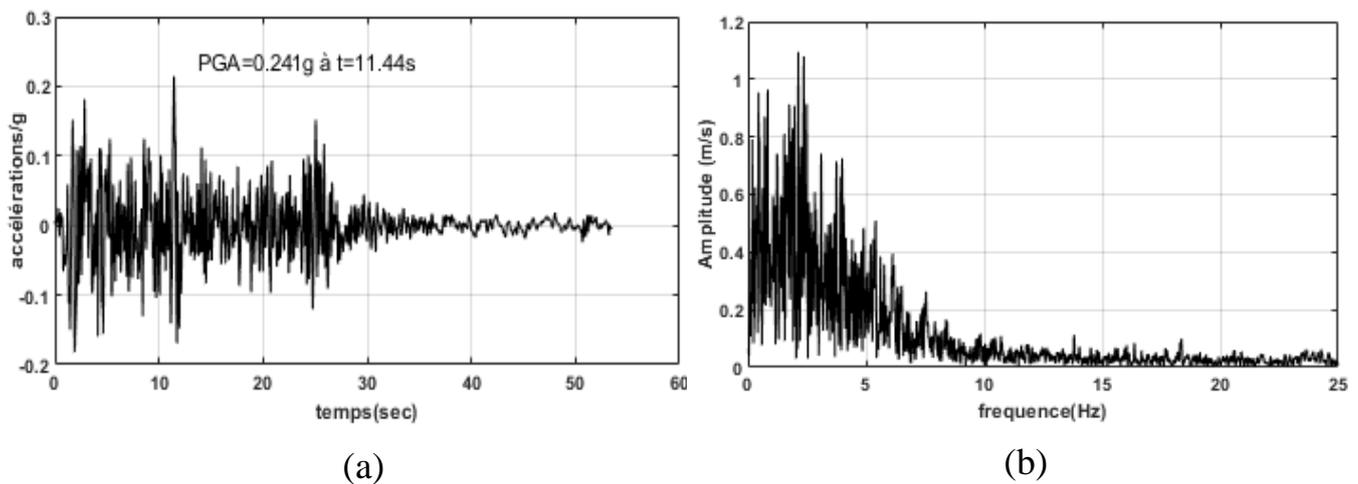
Ces résultats obtenus indiquent que la compressibilité de l'eau est un paramètre essentiel lors de l'étude dynamique des barrages, qui induit une augmentation considérable des pressions

hydrodynamiques surtout pour les grands barrages ayant un taux de remplissage d'eau élevé. Lorsque ce paramètre est négligé, l'erreur sur l'estimation des pressions devient considérable.

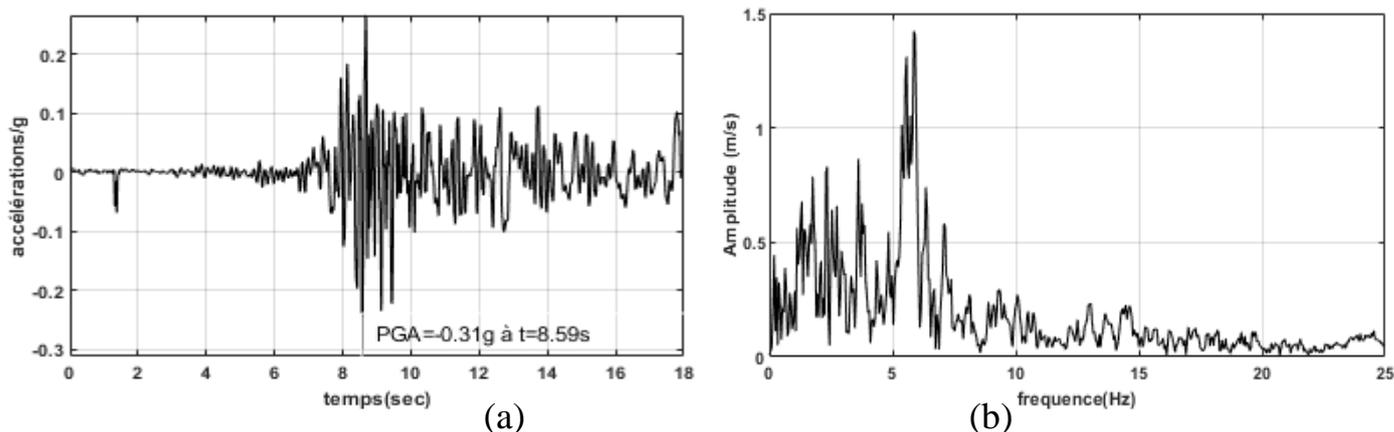
### 5.5 Analyse de la réponse sismique induite par accélérogramme :

Le séisme est principalement le seul effet dynamique majeur qu'une structure, telle qu'un barrage est amené à supporter. Dans cette partie, la réponse dynamique du modèle a été déterminée en termes de pressions hydrodynamiques développées au fond de l'interface barrage-réservoir ainsi que la distribution des pressions sur le parement amont d'un barrage rigide vertical. À cet effet, on va simuler par des enregistrements accélérométriques de la composante horizontale East-West du séisme El Centro du 18-05-1940 (USA) et celle du tremblement de terre de Boumerdès (2003) à la station de kouba, comme illustré sur les figures ci-après, le pas sur le temps est de  $\Delta t = 0.02s$  pour les deux cas.

Par le biais de la transformée rapide de Fourier (FFT) du tremblement de terre El Centro et celui de Boumerdès, on obtient les spectres de puissance correspondants tels que montrés sur les Figures 5-7 et 5-8. Ces derniers montrent que le pic du contenu fréquentiel respectivement pour les deux séismes est atteint à 3Hz pour le cas d'El Centro et à 6Hz pour le cas de Boumerdès.



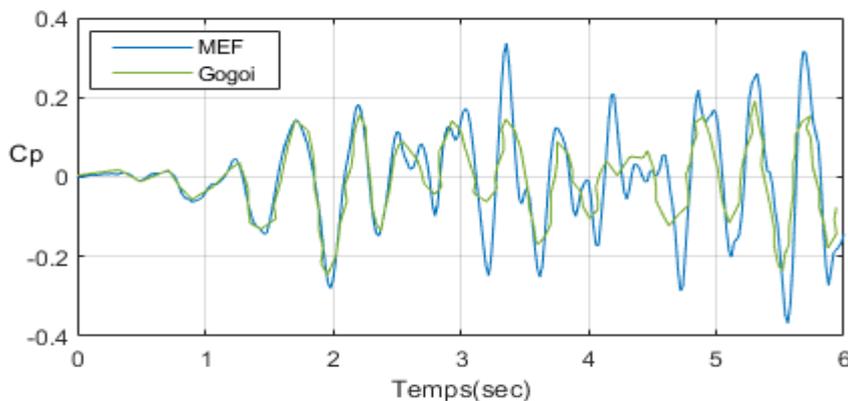
**Figure 5-7** Enregistrements du séisme de El Centro1940 : (a) l'accélération en fonction de temps ;(b) spectre de Fourier



**Figure 5-8** Enregistrements du séisme de Boumerdès à la station de Kouba (2003) : (a) l'accélération en fonction de temps ;(b) spectre de Fourier.

Dans le but de tester l'efficacité et de valider le modèle de calcul adopté, l'analyse du système barrage-réservoir est d'abord effectuée sur la base de l'hypothèse d'un fluide compressible non visqueux pour un barrage rigide vertical de hauteur  $H=150m$ , en comparant les résultats obtenus avec ceux donnés par la méthode semi-analytique de Gogoi. Le chargement utilisé dans ce cas est l'enregistrement sismique d'El-centro montré sur la figure (5.7). Uniquement les 6 premières secondes sont considérées pour les besoins de comparaison.

La figure (5.8) ci-après montre la réponse temporelle du système barrage-reservoir en terme du coefficient des pressions hydrodynamiques( $C_p$ ) au pied de la face amont du barrage. On voit le rapprochement entre les deux résultats lorsque le temps est compris entre 0 et 2 secondes et cela tient aux faibles amplitudes de l'excitation sismique enregistrées dans cette période de temps .En outre lorsque le temps dépasse les deux première seconde on constate que les pressions obtenues sont plus grandes que celles obtenues par l'approche semi-analytique de Gogoi, ce qui est tout à fait attendu puisque ils ont considéré dans leur approche que le fond du réservoir n'est pas totalement rigide en considérant l'effet d'absorption des ondes par le fond du reservoir, ce qui participe à la diminution des pressions hydrodynamiques générées par une excitation sismique.

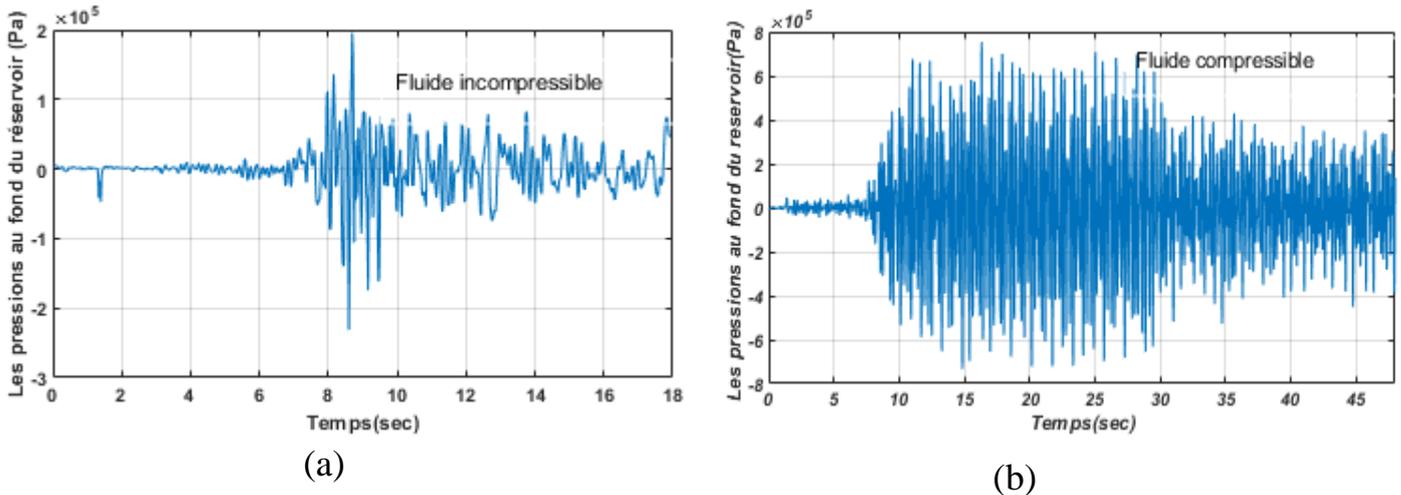


**Figure 5-9** Coefficient des pressions hydrodynamiques au fond du réservoir dû au séisme El Centro ( $H=150m$ )

Finalement, on traite dans cette section un dernier cas d'étude. Il concerne la simulation par un accélérogramme du séisme de Boumerdès enregistré à la station de Kouba, en considérant

un barrage infiniment rigide dont le parament amont est vertical et la hauteur est prise égale à 100 m pour les deux cas de fluide compressible et incompressible.

La réponse sismique du système a été déterminée en termes de pressions hydrodynamiques à l'intérieur du réservoir.



**Figure 5-10** Variation des pressions hydrodynamiques en fonction du temps à la base du barrage soumis à l'accélérogramme de Boumerdès (station Kouba)

La figure (5.10) montre la variation temporelle de pression hydrodynamique s'exerçant au niveau de pied du barrage résultante de l'application de la composante horizontale de séisme de Boumerdès, en utilisant le modèle des éléments finis avec et sans considération de la compressibilité du fluide ; en (a) pour un fluide incompressible et en (b) pour un fluide compressible.

À partir de ces résultats, on observe que lorsque le fluide est incompressible la variation temporelle des pressions hydrodynamiques suit la même allure que celle de l'accélérogramme, dont la pression maximale est atteinte au moment où l'amplitude de l'accélération du sol est maximale à  $t=8.59$  sec, avec  $p_{max} = 2.31 \times 10^5$  Pa. La réponse du système barrage-réservoir est instantanée, donc la réponse du système est en phase avec l'onde sismique. Cela s'explique par l'absence d'amortissement dans le réservoir dans la limite des hypothèses émises.

En revanche, dans le cas d'un fluide compressible (figure 5.10 (b)), il est constaté que la pression hydrodynamique maximale est enregistrée à  $t = 16.32$  sec pour une valeur de  $7.53 \times 10^5$  Pa. Les deux pics de l'accélération et la pression sont différés d'un intervalle de temps de 7.7 sec, cela est dû à la compressibilité du fluide qui joue le rôle d'un amortisseur qui amortit la propagation de l'onde sismique

Finalement, il est intéressant de noter que les résultats obtenus par l'utilisation de l'hypothèse d'un fluide compressible sont plus représentatifs car ils décrivent une situation plus proche de la réalité des choses.

## 5.6 Conclusion :

Ce chapitre est consacré pour l'application numérique en exploitant les résultats obtenus par les programmes élaborés sous langage et interface Matlab pour l'étude de la réponse sismique du système barrage-réservoir dans les domaines temporel et fréquentiel en prenant en compte les effets de certains paramètres physiques.

Nous nous sommes intéressés en premier temps aux cas de réservoirs avec fluide incompressible pour différentes configurations géométriques des parements amont pour lesquels on a constaté l'effet de l'inclinaison complète et partielle sur la distribution des pressions hydrodynamiques. Les résultats obtenus sont très satisfaisants étant donné que l'écart avec les résultats analytiques et expérimentaux données par des références connus dans le domaine est relativement négligeable, comme nous l'avons montré auparavant.

En deuxième étape nous avons examiné les effets de la compressibilité sur la réponse du système, dans laquelle nous avons remarqué que cette dernière est directement liée à plusieurs paramètres. En premier lieu on a les effets de la hauteur du barrage et la célérité des ondes sismiques. En plus il existe l'effet de la fréquence d'excitation qui se manifeste beaucoup plus au-delà de la fréquence fondamentale du réservoir.

Finalement, la simulation par un chargement sismique en utilisant un accélérogramme réel a montré que la compressibilité du fluide induit une amplification substantielle de la réponse sismique, particulièrement en ce qui concerne les pressions hydrodynamiques. En plus on a constaté le déphasage entre le signal du chargement sismique et celui de la réponse dans le cas d'un fluide compressible contrairement au cas de l'hypothèse d'un fluide incompressible.

---

## *Conclusion générale*

---

Dans la présente étude, une investigation numérique des pressions hydrodynamiques agissant sur les faces amont des barrages rigides a été effectuée avec un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis. Le réservoir est modélisé selon différentes hypothèses : un fluide compressible, un fluide incompressible et aussi un fond rigide et horizontal pour différentes configurations de la géométrie de l'interface fluide-structure. La pression hydrodynamique est choisie comme variable de base pour la description de la réponse du fluide dans le réservoir, ce dernier satisfait l'équation gouvernante du mouvement ainsi que les conditions aux limites adéquates.

Un programme de calcul numérique sous langage de Matlab a été élaboré pour répondre aux besoins de différents calculs concernant la réponse du système barrage-réservoir, dont l'intérêt principal est d'arriver à déterminer les pressions générées par des excitations sismiques en vue de la conception et le dimensionnement des barrages à divers fruits. Le modèle numérique est validé par une analyse comparative des différents résultats obtenus avec ceux issus respectivement de l'application des méthodes analytique(Westergaard), expérimentale(Zangar) et semi-analytique(Avilès), dont l'accord entre les résultats est bon ce qui implique la fiabilité de la méthode des éléments finis.

À la lumière des résultats obtenus, les principales conclusions qui peuvent être tirées sont :

- ✓ Pour de faibles taux de remplissage du réservoir, les fréquences fondamentales deviennent de plus en plus notables et les pressions hydrodynamiques sont moyennement faibles. En outre, lorsque le taux devient plus important la compressibilité du fluide doit être prise en compte.
- ✓ La limite de troncature devient sans influence sur la réponse dynamique du système à partir d'une distance de trois fois la hauteur du réservoir.
- ✓ Pour le cas de barrages rigides totalement inclinés, les pressions hydrodynamiques diminuent sur toute l'interface fluide-structure au fur et à mesure que l'inclinaison du parement amont augmente, les pressions maximales sont localisées à une certaine distance du fond du réservoir à l'exception du cas de barrage vertical, où la pression maximale se situe à la base du réservoir.
- ✓ Pour les barrages à fruits irréguliers, une concentration de pressions hydrodynamiques maximales est enregistrée au droit de la cassure (changement de relief) de la face amont.
- ✓ La diminution de la partie verticale permet de réduire substantiellement les pressions hydrodynamiques sur la partie inclinée du la face amont de barrage rigide.
- ✓ L'adoption d'une géométrie irrégulière ou bien à fruit unique permettent une réduction substantielle des efforts appliqués sur la structure du barrage, ce qui implique une économie des quantités de béton et de l'acier de construction à utiliser et aussi une réduction de temps d'exécution de l'ouvrage.

- ✓ L'effet de la compressibilité du fluide n'apparaît pas si la fréquence d'excitation est faible par rapport à la fréquence fondamentale du réservoir.
- ✓ Pour une célérité des ondes de compression supérieure à quatre fois celle du son dans l'eau, la réponse du système en termes de coefficients des pressions hydrodynamiques est identique au cas de l'hypothèse d'un fluide incompressible.
- ✓ L'étude de l'effet de la fréquence d'excitation sismique montre que le maximum des pressions hydrodynamiques correspond à la valeur de la fréquence de résonance associé au premier mode fondamentale du réservoir.
- ✓ La compressibilité du fluide induit une augmentation de surpressions hydrodynamiques sur tout le parement amont de barrages rigides, son effet évolue au fur et à mesure que la fréquence d'excitation sismique se rapproche de la fréquence fondamentale du réservoir.
- ✓ La prise en compte de la condition de la rigidité du fond du réservoir donne des pressions plus importantes que celles qui en découleraient de l'hypothèse d'un fond absorbant (état plus réaliste), cette hypothèse nous met devant une surestimation des pressions générées par le séisme, ce qui met l'ingénieur concepteur dans la sécurité.
- ✓ Pour un barrage rigide et un fluide supposé incompressible, soumis à une excitation sismique, la réponse du réservoir est instantanée c'est-à-dire n'y a pas de déphasage entre le signal de l'excitation et celui de la réponse. En revanche pour un fluide compressible, la réponse est en retard par rapport à l'excitation sismique à cause de l'effet de la compressibilité du fluide qui joue le rôle d'un amortisseur.

Finalement, il est important de noter que dans l'étude dynamique des systèmes barrages-réservoir, la prise en compte de l'effet des surpressions hydrodynamiques est une étape primordiale qui viendrait s'ajouter aux autres études afin d'arriver à construire un ouvrage qui va satisfaire les besoins de l'être humain sur le plan économique et sécuritaire.

---

## *Références bibliographiques*

---

- [1] ANTON J.S, HENRI.P. Les barrages:Du projet à la mise en service.Lausanne: presses polytechniques et universitaires romandes,2011,714p.ISBN2880748313, 9782880748319.
- [2] PATRICK. D. les barrages:conception et maintenance, Lyon: Presses universitairesde lyon , 2003,270p. ISBN 2729707174, 9782729707170.
- [3] TABET AOUEL, Zoulikha, SEFROU Wafa .Analyse des infiltrations dans les fondations des barrages.Thèse de master:Génie civil: TLEMCEN, L'université Aboubakar Belkaid :2016.145p.
- [4] CFBR 'COMITÉ FRANÇAIS DES BARRAGES ET RÉSERVOIRS', 2012. [En ligne]. [Accès le 25 février 2020]. Disponible sur: <https://www.barrages-cfbr.eu/>.
- [5] CARRÈRE. A, Les barrages en remblai C5-555, 1994.
- [6] «Techno-science.net,» [En ligne]. [Accès le 01 /03/ 2020] Disponible sur: <https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Barrage-page-2.html>.
- [7] Le groupe du travail "barrages et séismes", Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques.France.2014,vol 316.
- [8] Elwatan, «Séisme.algerieautrefois,» algerieautrefois, [En ligne].[Accès le 5 /03/ 2020]. Disponible sur: <https://seisme.algerieautrefois.com/infos-utiles/seismes-origine-et-causes/>.
- [9] ZACEK. M, Construire Parasismique, Marseille: Editions Parenthèse, 1996,340p.ISBN 978-2-86364-054-8
- [10] Barrages, Commission internationale des grands barrages, «Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines,» International Commission on large Dams, Paris, 2010.
- [11] HASAN. T, «Earthquakes and Dams» chez Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Optimal Seismic Design of Engineering Structures, Intechopen, 2015.
- [12] RANALD. J. B & GILES.V, Mécanique des fluides et hydraulique, Paris: Série schaum, 1997.364p.
- [13] ALOUI-LABIOD, Zehour, Hydraulique générale, Sidi Ble Abbas, université Djillali Liabbes,Cours,2016,129p.
- [14] CARLIER.M, Hydraulique Générale Et Appliquée, Paris: Edition Eyrolles, 1980,582P.ISBN 978-2-212-01545-4
- [15] SANCHEZ.S, AVILES.J & FRANCISCO.J, «Water pressures on rigid gravity dams with finite reservoir during earthquakes,» México, 1989. VOL. 18, pp. 527-537.
- [16] HOUSNER, ALLEN .T,CHWANG & GEORGE .W, «Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. Part 1. Momentum method,» J. Fluid Mech, California Institute of Technology, Pasadena, 1978. vol. 87, port 2, pp. 335-341.

- [17] CHOPRA.A.K, «Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes,» Journal of the Engineering Mechanics Division, 1967. pp.205–223.
- [18] LIU. P. L.-F., «Hydrodynamic pressures on rigid dams,» J. Fluid Mech, USA, 1986. vol.165, pp. 131-145
- [19] TSAI .C. S., «Semi-analytical solution for hydrodynamic pressures on dams with arbitrary upstream face considering water compressibility,» Computers and Structures, U.S.A. , 1992. Vol. 42, No. 4, pp. 491-502.
- [20] TADJADIT. A. «Investigations analytique et numérique des effets de compressibilité et de viscosité sur le comportement sismique des barrages rigides à géométrie irrégulière» Thèse de Doctorat: Génie civil. Alger, ENP, 2018, 91p.
- [21] ROEHM, J. R. MAYS & L.H,Hydrodynamic pressure in a dam-reservoir system,Computers & Structures, 1991. Vol. 40, No.2.pp. 281-291.
- [22] DOLAREVIC,EMINA.H & IBRAHIMBEGOVIC.A, «Fluid-structure interaction system predicting both internal pore pressure and outside hydrodynamic pressure»,Coupled Systems Mechanics, Vol. 7, No. 6 (2018) 649-668, 2018.
- [23] ZANGAR.C.N, «Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquakes,» United States Department of the Interior,Bureau of Reclamation, 1952.Vol 10, pp. 93–102.
- [24] AVILÉS.J & XIANGYUE.L «Analytical-numerical solution for hydrodynamic pressures on dams with slopingface considering compressibility and viscosityof water», 1998 Computers & StructuresVol. 66, No. 4, pp. 481-488.
- [25] TADJADIT. A. & TILIOUINE. B. "Analytical Expressions of Hydro-Seismic Forces on Dams". 2018 , Periodica Polytechnica Civil Engineering .Vol 62,No.2, pp. 480–493.
- [26] DJABALI. H. "Influence de l'interaction dynamique fluide-barrage avec fond absorbant sur la reponse sismique des barrages". Thèse de magister: génie civil. Alger, ENP, 1996, 157p.
- [27] MANET. V. Méthode des éléments finis, [En ligne] ,France, 2013, 367p.[Accès le 8 /06/ 2020] Disponible sur : [https://cel.archives-ouvertes.fr/cel-00763690v4/file/v4\\_livre.pdf](https://cel.archives-ouvertes.fr/cel-00763690v4/file/v4_livre.pdf).
- [28] OUDIN.H, «Méthode des éléments finis,» Engineering school. Ecole Centrale de Nantes, cours,2008, pp.63.
- [29] SEGHIR.A.« Méthode des Éléments Finis» Université Abderrahmane Mira – Bejaia, cours,2005.106p.
- [30] GMUR, Thomas, Méthode des éléments finis en mécanique des structures, Lausanne: presses polytechniques et universitaires romandes, 2007, 180p. ISBN 987-2-88074-461-8

- [31] ZHU.B, The Finite Element Method: Fundamentals and Applications in Civil, Hydraulic, Mechanical and Aeronautical Engineering, India: wiley, 2018, 843p. ISBN: 9781119107316
- [32] TADJADIT. A., «Pressions hydrodynamiques sur barrages rigides a fruits irreguliers sous excitations sismiques» . Thèse de magister: Genie civil, Alger, ENP. 2010. 92p.
- [33] SANCHEZ-SESMA, AVILES .J & F. J. «Water pressures on rigid gravity dams with finite reservoir during earthquakes,» Earthquake engineering and structural dynamics, México, 1989.VOL. 18, 527-537 (1989) .
- [34] TADJADIT. A. & TILIOUINE. B. " Formulation analytique des efforts de réduction au droit de l'interface fluide-structure des barrages rigides a fruits composés sous excitations sismiques" Rom. J. Techn. Sci. –Appl. Mechanics,2013. Vol. 58, N°3, P. 287–298.
- [35] SEGHIR. A, «Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure,».Thèse de doctorat:génie civil,Béjaia, l'Université de Béjaia, l'Université Paris-Est, Marne-la-Vallée. 2010.199p.
- [36] CROWDER. T, «Stack Overflow,» 22 6 2013. [En ligne]. [Accès le 15 Mai 2020].Disponible sur: <https://stackoverflow.com/questions/17253545/scripting-language-vs-programming-language>.
- [37] SEGHIR. A, "Investigation des effets d'interaction sismique fluide-structure par couplage élément fini-élément infini" .Thèse de magister:Hydraulique, Alger,ENP.1999.115p
- [38] BAUDOIN. G & BERCHER J.-F. «TRANSFORMÉE DE FOURIER DISCRÈTE,» École Supérieure d'Ingénieurs en Électrotechnique et Électronique .France. 2001.30p
- [39] Westergaard, H. M. «“Water pressures on dams during earthquakes”». Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1933, vol.98, paper N°.1835, pp. 418-472..
- [40] GOGOI. & MAITY.D, «A novel procedure for determination of hydrodynamic pressure along upstream face of dams due to earthquakes,» Computers and Structures, 2010.vol 10,pp539–548.

---

# Annexes

---

## Processus de modélisation et calcul via Pdetoolbox :

Dans cette partie on va développer les étapes à suivre pour résoudre le problème avec Pdetoolbox.

- Ouvrir Pdetoolbox depuis l'onglet APPS, puis sous onglet MATH, STATISTICS AND OPTIMISATIONS ; ou tape " Pdetool" dans la fenêtre de commande de Matlab.
- Une fois l'interface lancée il faut faire le choix du repaire, de l'échelle, et de l'axe des abscisses ainsi que celui des ordonnées pour limiter l'interface graphique.
- Définir la géométrie, i.e. le domaine  $\Omega$ , dans lequel on cherche la solution. Sous l'onglet "Draw" depuis la barre d'outils, il existe plusieurs choix de formes à dessiner et à combiner pour avoir le domaine spécifique quelle que soit la complexité de ce dernier (cercle, rectangle, polygone ou forme quelconque).
- Spécifier les conditions aux limites dans les frontières du domaine en choisissant les conditions de type Dirichlet pour les frontières  $\Gamma_4$ ,  $\Gamma_5$ , et de type Newman pour les frontières  $\Gamma_1$ ,  $\Gamma_2$  et  $\Gamma_3$ .
- Choisir le type d'équation différentielle qui approche le comportement du phénomène physique à étudier et définir les coefficients de cette dernière.
- Définir le type du maillage ainsi l'élément de référence (triangle linéaire), et raffiner pour mieux discrétiser le domaine à étudier.
- Si l'équation adoptée dépend du temps (hyperbolique) il faut introduire le pas sur le temps et définir les conditions initiales.
- Lancer le calcul avec la commande "Solve PDE" .
- Visualiser graphiquement ou sous forme de fichier output les résultats de calcul.
- Exporter les résultats obtenus, les caractéristiques de l'équation et du maillage pour les exploiter sous l'interface d'utilisateur de Matlab ou d'autres logiciels graphiques selon les besoins.

**Remarque :**

- Matlab définit la géométrie depuis les frontières, donc l'orientation et la numérotation de ces dernières doit être faite d'une façon spécifique pour bien dérouler le programme.
- Le critère de choix de la longueur du réservoir dans la direction amont est soumis à la condition sur la limite  $\Gamma_4$  dite limite de troncature ou de radiation, elle est égale à trois fois la hauteur du barrage.

**COURBES ISO-PRESSIONS**  
**' Barrage rigide (H=100m) '**

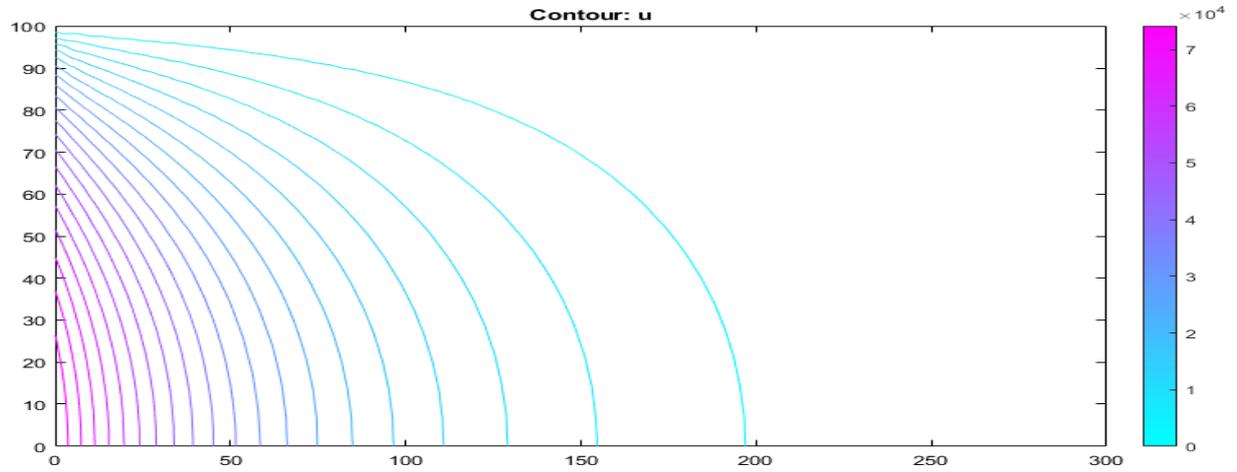


Figure B-1 Courbes iso-pressions ( $\theta=0, c=1$ )

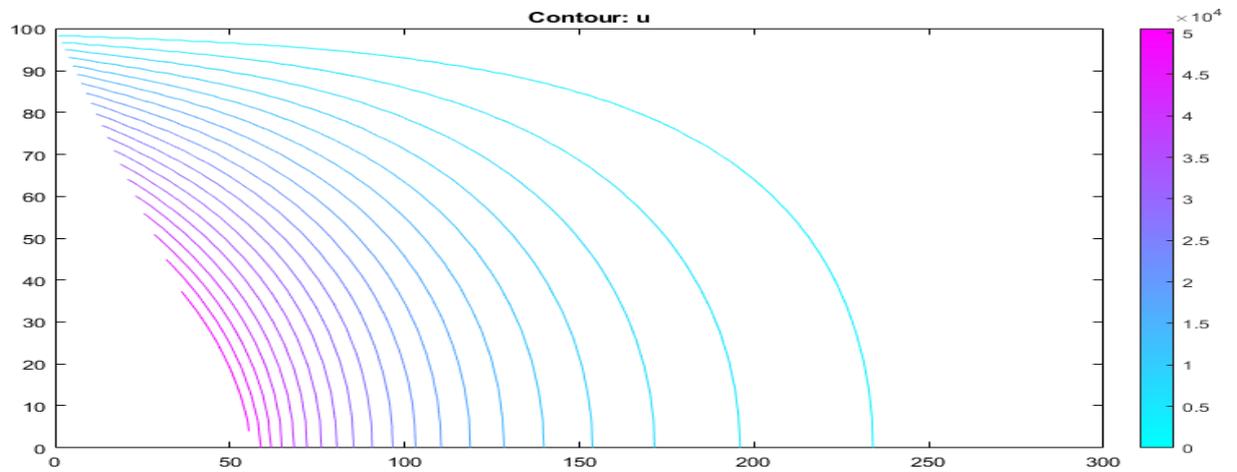


Figure B-2 Courbes iso-pressions ( $\theta=30^\circ, c=0$ )

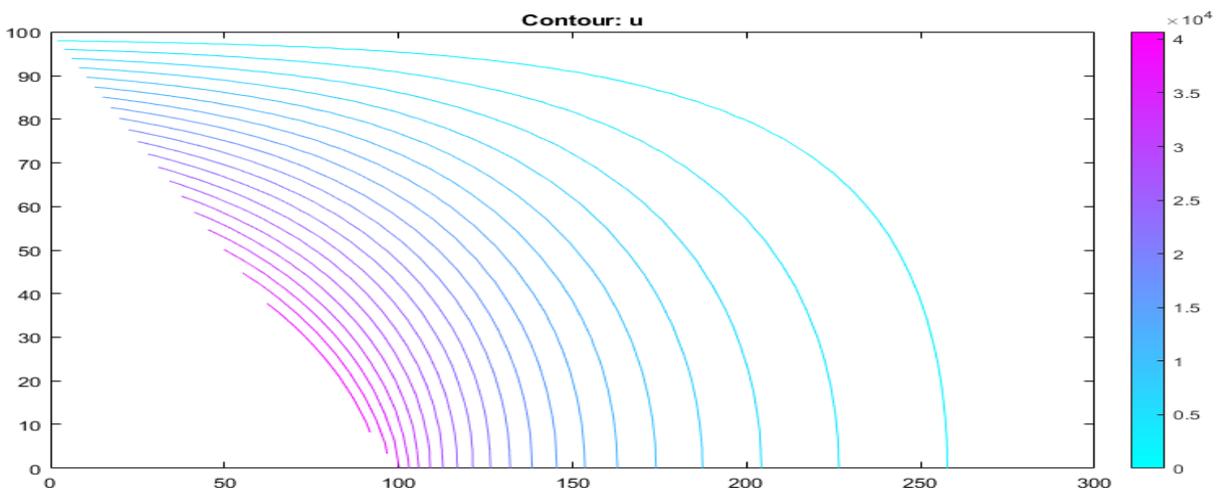


Figure B-3 Courbes iso-pressions ( $\theta=45^\circ, c=0$ )

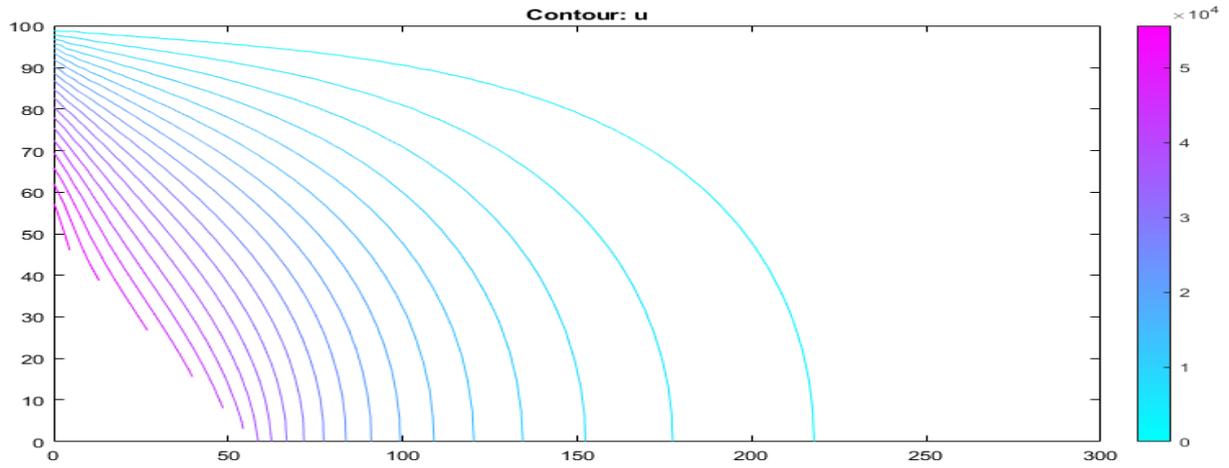


Figure B-4 Courbes iso-pressions ( $\theta=49.11^\circ, c=0.5$ )

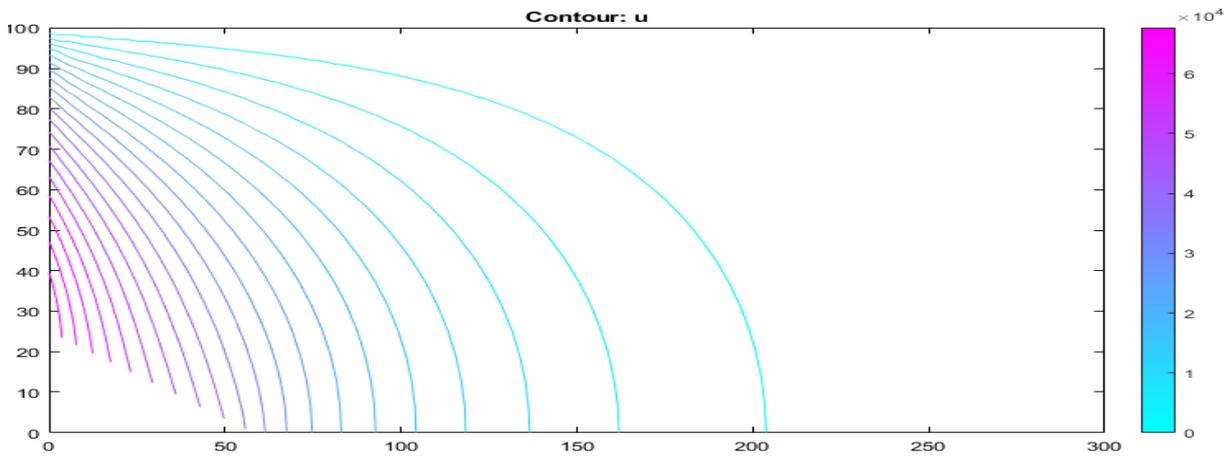


Figure B-5 Courbes iso-pressions ( $\theta=66.59^\circ, c=0.75$ )

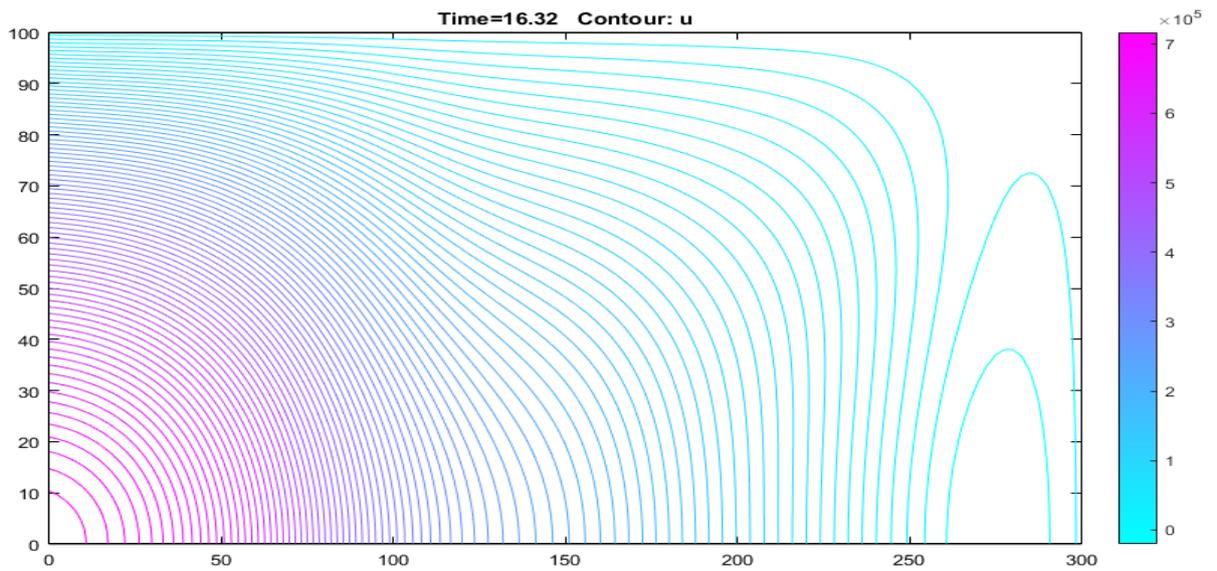


Figure B-6 Courbes iso-pressions (fluide compressible) à  $t=16.32$  s, 'séisme de Boumerdès'