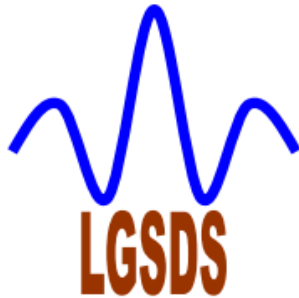


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

**INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE : APPLICATION DE
SEISMES AUX SYSTEMES BARRAGE-RESERVOIR**

Proposé et dirigé par:

BELHADJ Omar; Enseignant-Chercheur

Réalisé par :

BOUDJOURAF Fares

NEDJAR Abderrahim

PROMOTION: 2014

École Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassan Badi. El-Harrach. Alger

Remerciements

En premier et en dernier, avant tout et après tout, dans le bonheur et dans le malheur, merci à ALLAH le tout puissant pour toutes ses grâces et ses faveurs, pour m'avoir accordé la chance d'étudier à l'Ecole Nationale Polytechnique et m'avoir donné le courage et la force d'accomplir ce modeste travail.

On tient aussi à exprimer nos reconnaissances à nos parents pour avoir contribué à ce que nous sommes aujourd'hui, et qui ont acceptés de nous voir si longtemps sur les bancs d'école.

*Ce travail a été réalisé au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, il a été encadré et dirigé avec tact et précision par Monsieur **Omar BELHADJ** qui nous a formé, encouragé, accompagné, critiqué et nous a supporté pendant ces derniers mois. On le remercie pour tout cela, ainsi que pour la somme des choses qu'on a appris avec lui pendant les trois années précédentes.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à Monsieur **A. BILEK** qui nous a fait l'honneur de présider le Jury de cette thèse.*

*Nous remercions Monsieur **R. MESSAHLI** qui a accepté d'examiner ce travail.*

Enfin, nous remercions tous ceux qui nous ont soutenus durant les moments difficiles.

ملخص

يكون أثر الضغط الديناميكي المائي، المؤثر على الأسطح العلوية للسدود الصلبة والنتاج عن الاهتزازات الزلزالية للأساس، عامل هام عند تصميم السدود في المناطق الخاضعة للزلازل: زلزال أفقي-زلزال عمودي. للتحليل الدقيق لشدة وتوزيع الضغوط الديناميكية المائية على الأسطح العلوية المركبة، يجب التمعن الدقيق عند كتابة الشروط الحدودية للتركيب الكامل مائع-بناء وعند إدخالها في برامج الحساب. في هذه الدراسة، تم إنجاز بحث عددي حول الضغوط الديناميكية المائية المؤثرة على الأسطح العلوية المركبة للتركيب سد-خزان. لهذا الغرض، تفحصنا نموذج عددي يرتكز على طريقة الأجزاء المتناهية. زيادة على ذلك، نقوم بإسناد النتائج العددية المتحصل عليها. نطرح أهم النتائج العددية المتحصل عليه بدراسة مختلف الأشكال الهندسية للسطح المركب فاصل التركيب مائع-بناء. أخيرا نقدم الخلاصة والاقتراحات.

مفتاحية.

الأسطح- سدود- عددي- طريقة الأجزاء المتناهية- توزيع- شدة- الضغط الديناميكي- زلزال أفقي- زلزال عمودي- Matlab

RESUME

L'effet des surpressions hydrodynamiques exercées sur les parements amont de barrages rigides soumis aux mouvements sismiques des sols (Séisme horizontal-Séisme vertical) constitue un facteur important dans la conception des barrages en région sismique. Pour une analyse précise de l'intensité et de la distribution des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur les parements amont présentant des géométries irrégulières résultant de ces séismes, une attention particulière doit être consacrée à la formulation des conditions aux limites du système complet fluide-structure et à leur implémentation numérique. Dans cette étude, une investigation numérique des surpressions hydrodynamiques s'exerçant sur les parements amont à fruits composés des systèmes barrages-réservoirs est effectuée. Un modèle numérique est examiné à cet effet. Ce modèle utilise la méthode des éléments finis (MEF) sous Matlab et est proposé afin de valider les résultats numériques obtenus. Les principaux résultats numériques relatifs à cette méthode sont présentés pour différentes géométries de l'interface fluide-structure et des comparaisons entre les solutions numériques et expérimentales sont effectuées. Enfin, des conclusions et des recommandations d'intérêt pratique sont formulées.

Mots clés : Parements - Barrages- Numérique – Méthode des Eléments Finis –Distribution – Intensité – Pression hydrodynamique –Séisme Horizontal – Séisme Vertical - Matlab

ABSTRACT

An important factor in the design of dams in seismic regions is the effect of hydrodynamic pressure exerted on the face of the dam because of earthquake ground motions (Horizontal earthquake-Vertical earthquake). For an accurate analysis of hydrodynamic pressure on the dam having irregular geometries resulting from this earthquakes, a particular attention must be considered to the formulation of the boundary conditions of the complete fluid-structure system and their numerical implementation. In this study, numerical investigation dealing with the analysis of hydrodynamic pressure acting on the reservoir dam-system is carried out. Numerical model is examined in this study. The model is based on the Finite Element Method (FEM) using Matlab. The main numerical results relating this method are presented for different geometry of the fluid-structure interface and comparisons between the numerical and experimental solutions are carried out. Finally, conclusions and recommendations of engineering significance are presented.

Key Words: Face – Dams – Numerical –Finite Element Method –Distribution – Intensity – Hydrodynamic pressure – Horizontal Earthquake – Vertical Earthquake – Matlab.

Sommaire

I	INTRODUCTION	1
II	METHODOLOGIE :	2
CHAPITRE I		
I	Définition d'un barrage :	3
II	Différents types de barrages :	3
III	Conception et calcul des barrages en béton :	10
1)	Barrages poids :	10
2)	Barrages à contreforts :	12
3)	Barrages poids évidés :	12
4)	Barrages voûtes :	12
CHAPITRE II		
I	Introduction :	15
1)	LE SEISME	15
2)	LES CAUSES DES SEISMES :	15
3)	LES DIVERS ONDES SISMIQUES	16
a)	Ondes de volume :	16
b)	Ondes de surface :	17
4)	La fréquence des ondes sismiques :	18
5)	Comment se fait-il que l'on puisse détecter des séismes de forte magnitude en tout point du globe terrestre ? :	18
i.	MAGNITUDE :	19
ii.	Echelle de Richter :	19
iii.	Echelle de Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi appelée échelle MSK) : ..	19
iv.	Echelle de magnitude de moment :	19
II	GENERALITES SUR LES SISMOGRAPHES :	20
1)	IMPACTS DES SEISMES SUR LES OUVRAGES	21
CHAPITRE III		
I	La Méthode pseudo-statique :	23
II	Solution analytique de Westergaard :	23
III	Solution analogique de Zangar	26
IV	Solutions numériques	28
1)	La méthode des différences finis	28
2)	La méthode des éléments finis	28
3)	Méthode des volumes finis	29
4)	Méthode des caractéristiques (MOC)	29
CHAPITRE IV		

I.	Introduction :	31
II.	Equations de bases et modélisation du réservoir :	32
III.	Les conditions aux limites fluides :	33
CHAPITRE V		
A)	Méthode des éléments finis :	37
I	Introduction :	37
II	Généralités :	37
1)	Définition de la géométrie :	39
2)	Elément de référence :	40
B)	Programmation sous MATLAB R2013a :	43
I	Triangulation de Delaunay :	43
II	Organigramme de résolution de l'équation aux dérivées partielles hyperbolique	45
III	Interface graphique :	46
CHAPITRE VI		
I	Introduction :	48
II	L'excitation dynamique appliquée sur le barrage :	49
A)	Partie 1 : Séisme horizontal :	50
I	Barrage de parement amont vertical :	50
1)	Maillage :	50
a)	Étude l'influence du maillage sur la convergence :	50
i.	Convergence avec des maillages uniformes :	51
ii.	Convergence avec maillages non uniformes :	53
b)	Effet du maillage sur le temps de permanisation :	55
c)	Effet de la géométrie du barrage sur le choix du maillage :	56
2)	Longueur :	57
a)	Evolution de la pression en fonction du temps :	58
3)	Effet de l'inclinaison de la pente du fond :	60
4)	Effet de l'inclinaison de parement amont du barrage :	61
a)	Types 1 : inclinaison du parement amont à simple fruit :	61
b)	Type 2 : Parement amont à fruit composée :	64
B)	Partie 2 : Séisme vertical :	68
I	Effet de l'inclinaison du parement amont :	68
1)	L'effet de l'inclinaison de la pente du fond avec parement amont à simple fruit :	70
2)	Avec parement amont composé et une pente du fond :	73
C)	Partie 3 : Séisme simultané (horizontal et vertical) :	76
CONCLUSIONS-PERSPECTIVES :		78
Bibliographie		

Liste des figures

Fig.I.1 : Barrage poids.	5
Fig.I.2 : Barrage de Vassivière.	6
Fig.I.3 : Barrage d'Argentat.	6
Fig.I.4 : Barrage de Luzège.....	7
Fig.I.5 : Coupe verticale d'un barrage voute.	7
Fig.I.6 : Barrage de Grandval.	9
Fig.I.7 : Barrage de Faux-la-Montagne.....	9
Fig.I.8 : Barrage à contreforts.	9
Fig.I.9a : Equilibre avec fissuration.....	11
Fig.I.9b : Effet du drainage sur l'équilibre.	11
Fig.I.10 : diagramme d'un barrage voute.....	13
Fig.I.11 : Modèle de modélisation en éléments finis.	14
Fig.II.1 : Différents types de failles.	15
Fig.II.2 : L'effet des ondes P sur les milieux traversés.	16
Fig.II.3 : L'effet des ondes S sur les milieux traversés.....	16
Fig.II.4 : L'effet des ondes de Love sur les milieux traversés.....	17
Fig.II.5 : L'effet des ondes de Rayleigh sur les milieux traversés.	17
Fig.II.6 : Exemple de principe d'un sismogramme.	18
Fig.II.7 : l'hypocentre d'une onde sismique.	19
Fig.II.8 : Sismomètres.....	21
Fig.II.9 : l'onde S.	21
Fig.II.10 l'onde P.....	21
Fig.II.11 : Rupture du barrage ShiKang.....	22
Fig.III.1 : Poussée de Westergaard.	24
Fig.III.2 : Coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont.....	26
Fig.III.3 : Distribution du coefficient de pression de Westergaard.	26
Fig.III.4 : Dispositif expérimental	27
Fig.IV.1 : Schéma représentatif des conditions aux limites dans un barrage.	31
Fig.IV.2 : frontières de fluide	33
Fig.IV.4 : Condition aux limites sur le fond.....	34
Fig.IV.3 : Fluctuations de surface libre.	35
Fig.V.1 : Exemple de discrétisation en éléments finis.....	39
Fig.V.2 : Exemple un élément de référence en éléments finis.....	40
Fig.V.3 : Exemple un élément de référence en éléments finis.....	41
Fig.V.4 Triangulation de Delaunay (noire) et diagramme de Voronoï (rouge).....	44
Fig.V.5 : Présentation de l'interface graphique	46

Fig. VI.1 : Accélérographe de Loma-Prieta selon la direction horizontale	49
Fig.VI.2 : Présentation du maillage et des résultats pour la finesse 1.	51
Fig.VI.3 : Présentation du maillage et des résultats pour la finesse 2.	51
Fig.VI.4 : Présentation du maillage et des résultats pour la finesse1.	52
Fig.VI.5 : Présentation des Cp pour chaque finesse de maillage.....	52
Fig.VI.6 : Présentation du maillage et des résultats pour le Raffiné 1.....	53
Fig.VI.7 : Présentation du maillage et des résultats pour le Raffiné 2.....	53
Fig.VI.8 : Présentation du maillage et des résultats pour le Raffiné 3.....	53
Fig.VI.9 : Présentation des Cp pour chacun des maillages raffinés.....	54
Fig. VI.10 : Comparaison entre deux Cp des deux maillages.....	54
Fig.VI.11: Présentation de l'évolution du temps de calcul pour deux types de maillage.....	55
Fig.VI.12 : La différence entre des maillages uniformes et un raffiné a l'amont.....	56
Fig.VI.13 : La distribution de la pression pour les différentes longueurs du barrage..	57
Fig.VI.14 : La variation de coefficient de surpression en fonction de longueur du barrage.....	58
Fig.VI.15 : L'évolution de la pression en fonction du temps.	58
Fig.VI.16: Les distributions de pression et leurs coefficient de surpression en fonction de γ	59
Fig.VI.17 : Evolution du coefficient de surpression en fonction de la hauteur normalisé.....	60
Fig.VI.18 : Distribution des Coefficients de Surpression Hydrodynamique sur Parement vertical avec différentes pentes du fond.	60
Fig.VI.19 : Type des parements.....	61
Fig.VI.20 : Schéma des différentes interfaces à fruit simple.	62
Fig.VI.21 : Comparaison de la variation du coefficient de surpression en fonction du rapport y/H pour différents angles d'inclinaison β	63
Fig.VI.22 : Comparaison de l'évolution du Coefficient de pression maximale et du Coefficient de pression au fond pour différents angles avec celles du modèle expérimental de ZANGAR.	63
Fig.VI.23 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec $\beta = 30^\circ$	64
Fig.VI.24 : comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur incliné h pour une $\beta = 30^\circ$	65
Fig.VI.25 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec $\beta = 45^\circ$	65
Fig.VI.26 : comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H	66
Parement composé avec fond incliné :.....	66
Fig.VI.27 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec $\beta = 30^\circ$ et $\gamma = 2^\circ$	66

Fig.VI.28 : comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur inclinée h pour une $\beta=30^\circ$ et $\text{Gama}=2^\circ$	67
Fig.VI.29 : Accélérogramme du Séisme de Loma Prieta (direction verticale).....	68
Fig.VI.30 : Schéma des différentes interfaces à fruit simple.....	69
Fig.VI.31 : Comparaison de la variation du coefficient de surpression en fonction du la hauteur normalisé y/H pour différents angles d'inclinaison β	69
Fig.VI.33 : Coefficients de surpression en fonction de $\text{Gama}(\gamma)$	71
Fig.VI.34 : Distribution de pression en Pa dans le domaine fluide.	71
Fig.VI.35 : L'évolution de coefficient de surpression.	72
Fig.VI.36 : Les distributions de pression dans le domaine fluide.....	73
Fig.VI.37 : Comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur inclinée h pour une $\beta=30^\circ$ et $\text{Gama}=0^\circ$	74
Fig.VI.38 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec $\beta=30^\circ$ et $\text{Gama}=3^\circ$	74
Fig.VI.39 : Comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur inclinée h pour une $\beta=30^\circ$ et $\text{Gama}=3^\circ$	75
Fig.VI.40 : Evolution de la pression avec un séisme simultané.	76
Fig.VI.41 : Comparaison entre un séisme horizontal, vertical et les deux au même temps.....	77

INTRODUCTION

I INTRODUCTION

Un aspect important du chargement sismique exercé sur les structures hydrauliques en général et les barrages en particulier concerne l'effet des surpressions dynamiques générées par les tremblements de terre.

En Algérie, eu égard aux besoins croissants en eau et en moyens de mobilisation hydrauliques d'une part, et à la sismicité avérée du pays d'autre part, l'étude du comportement des barrages sous actions sismiques revêt une importance particulière pour la recherche et pour les secteurs des travaux publics et de l'hydraulique.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence, il est nécessaire de faire une analyse rigoureuse de la stabilité et de la résistance parasismique de ces structures, ainsi le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes.

Maints accidents de rupture sont survenus aux barrages qui ne supportent pas une sollicitation sismique, même dans des zones considérées non sismique, exemple le barrage de Malpasset en France et barrage de Koyna à l'Inde [BOU].

Quelques 245 barrages – principalement de petits barrages étaient endommagés suites au séisme de Bhuj d'une magnitude de 7.7 le 26 janvier 2001 à Gujarât en Inde. D'autres barrages ont reçu de sérieuses détériorations pendant les séismes de Kocaeli le 17 août 1999 en Turquie et de Chi-Chi à Taiwan [BOU].

Ces événements récents ont montré que les tremblements de terre présentent toujours des dangers pour les barrages que les ingénieurs doivent bien prendre en charge pendant l'analyse de la sécurité sismique de ces ouvrages. La stabilité sismique était déjà évoquée en 1955 au 5^{ème} congrès du comité international des grands barrages à Paris [BOU].

Pendant les dernières décennies, un effort considérable a été mis sur l'analyse de la réponse dynamique des ouvrages tels que les barrages et les réservoirs de stockage nécessitent la considération des effets d'interaction fluide-structure et dans quelques circonstances, de la compressibilité de l'eau, la géométrie et la rigidité du barrage.

Pour cette analyse dynamique des structures, il y a plusieurs codes du calcul (Matlab®, Ansys, Code Aster, Comsol, Adina, SAP2000, etc.), pour notre cas on a utilisé le code

du calcul Matlab®2013a, grâce à son simplicité et efficacité.

Dans notre projet de fin d'étude, on va étudier les effets et l'importance des plusieurs cas correspondent à la géométrie et les conditions au limites de l'ouvrage. Pour le fluide en va étudier son effet de la compressibilité.

On a aussi étudié les variations des suppressions hydrodynamiques sur le parement amont du barrage sous l'effet d'un séisme, modélisé constant et réel variable dans le temps, avec trois types de séisme : direction horizontale, direction verticale, chacun pris séparément et les deux pris simultanément.

Notre but principal est la détermination de la répartition des surpressions hydrodynamiques , sur le parement amont du barrage et en tout point, générées par la propagation des ondes sismique (horizontales, verticales et simultanées) dans le milieu continu limité par des frontières soumises aux conditions aux limites.

II METHODOLOGIE :

Le projet de fin d'étude est organisé en six (6) chapitres. Chaque chapitre dans cette étude traite une partie spécifique et nécessaire ou complémentaire pour les autres chapitres. On commence par :

Le premier chapitre qui s'intitule généralités sur les barrages et qui présente les différents types de barrages.

Le deuxième chapitre est consacré aux séismes, leurs causes, les différentes ondes sismiques et les impacts de séisme sur les ouvrages hydrauliques.

Le troisième chapitre présente les approches antérieures (la méthode pseudo-statique l'approche analytique du Westergaard et l'approche analogique du Zangar).

Le quatrième chapitre présente les formulations hydrodynamiques utilisées pour la programmation avec l'implémentation des conditions aux limites du domaine.

Le cinquième chapitre est consacré à l'analyse numérique des paramètres influençant l'interaction barrage-réservoir sur la réponse sismique des barrages poids en béton et à la présentation de notre programme d'étude qu'on a développé avec une interface graphique sous le code de calcul Matlab®2013a. Notre programme qu'on peut utiliser comme application indépendante de ce dernier.

Le sixième chapitre présente la validation et les applications de séisme modélisé (de direction horizontale, verticale et simultanée) et appliqué sur les différentes géométries des réservoirs de barrage avec fluide compressible et incompressible.

Chapitre I:
GENERALITES
SUR LES
BARRAGES

I Définition d'un barrage :

Les barrages, ouvrages hydrauliques édifiés au travers d'une vallée, ont pour objet de retenir, en les accumulant en hauteur, les eaux d'une rivière, d'un oued, des précipitations des périodes hivernales et des fontes des neiges. L'objectif primitif et qui demeure toujours essentiel est l'irrigation. Ils peuvent également être utilisés en tant que régulateurs de crues, à des fins énergétiques (production d'énergie hydroélectrique) ou pour l'alimentation en eau potable. Ces différentes fonctions sont souvent associées afin de valoriser un même barrage. Mais, dans la gestion du stock de l'eau, une prépondérance est toujours donnée à l'une d'entre elles. D'autres utilisations, bien que secondaires, sont également à mentionner : usages industriels (rétention d'effluents boueux), navigation, création de polders, de plans d'eau. [ENC]

Les barrages comptent parmi les constructions humaines les plus anciennes. Leur développement actuel coïncide avec les évolutions démographique et économique, qui imposent, dans la plupart des régions du globe, la construction de réservoirs de plus en plus grands, tant en hauteur qu'en longueur, afin d'assurer de manière continue et régulière les besoins en eau et en énergie des populations, des cultures et des industries. [SIT]

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux ; ils sont néanmoins importants dans l'aménagement des pays ; il faut citer :

- L'alimentation en eau potable ou industrielle.
- La régularisation en vue de la navigation.
- Les développements touristiques et de loisirs.
- La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques...

II Différents types de barrages :

La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminent le type du barrage. Les barrages sont construits en béton ou en maçonnerie ; les digues (ou barrages en remblai) sont en terre ou en enrochement.

- LES BARRAGES EN MATERIEAUX MEUBLES :

Les *barrages en terre* font partie des premiers ouvrages d'art réalisés par l'homme. Le développement des engins de terrassement et de compactage et une meilleure connaissance de la mécanique des sols permettent de réaliser de nos jours des ouvrages

importants (jusqu'à 100 m de hauteur ou 10 millions de m³ de remblais) dans des conditions économiques intéressantes.

Leur profil est très variable et dépend essentiellement de la nature et des propriétés des matériaux disponibles au voisinage du site. On distingue le *barrage homogène*, constitué pour l'essentiel d'une seule sorte de terre compactée aussi imperméable que possible, et le *barrage à zones*, fait de plusieurs sortes de terre de perméabilités différentes.

Les barrages en terre sont très sensibles à l'érosion par l'eau. Certaines précautions sont donc à prendre préventivement comme la surélévation de la crête théorique du barrage pour compenser le tassement des matériaux, la mise en œuvre de filtres et drains pour éviter les risques d'entraînement de terre dus à des circulations d'eau à l'intérieur du barrage, enfin l'adoucissement du talus amont pour parer à son instabilité lors des changements du niveau de retenue.

Les *barrages en enrochements* sont constitués d'éléments rocheux de toutes dimensions (« tout-venant » de carrière), l'étanchéité étant assurée par un *organe souple* placé soit sur le parement amont par masque réalisé en béton armé ou en produits noirs, soit dans le corps du barrage par écran constitué d'un noyau en terre imperméable.

La principale difficulté de ce type de barrage provient des tassements dus à l'écrasement et au glissement des blocs entre eux. Survenant lors de la construction et se poursuivant après, ils peuvent mettre en péril l'organe souple d'étanchéité. Pour accélérer le tassement, les blocs constitutifs du barrage sont arrosés intensément afin de lubrifier leurs contacts.

- BARRAGES-POIDS EN BETON :

La stabilité des barrages-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau. Ces ouvrages peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée à la chaux pour les plus anciens, en béton compacté au rouleau (BCR) pour les plus récents. Ce type de barrage (figure I.1) convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse. Ils sont souvent découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints.

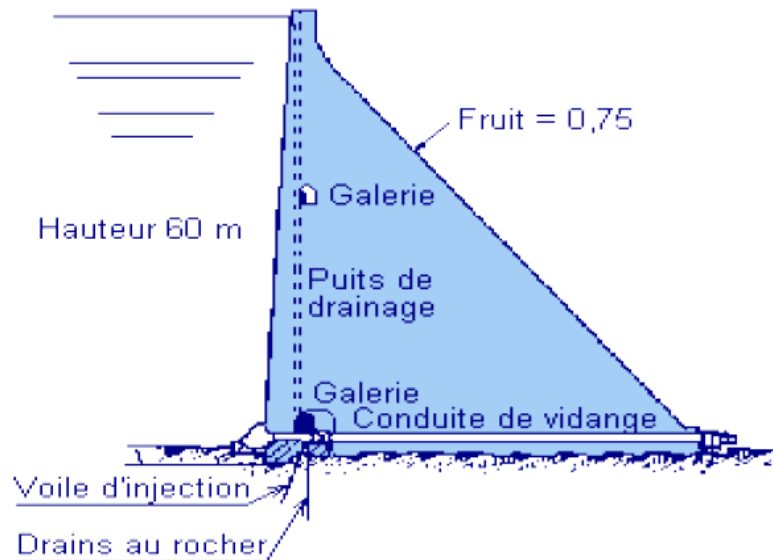


Fig.I.1 : Barrage poids. [SIT]

Les formes sont diverses, forme rectangulaire simple pour les plus petits, forme triangulaire de façon classique, formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure à la fois pour des raisons architecturales et de quantité de matériau mis en œuvre. Au siècle dernier, les maîtres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements. Ils ont donné une forme légèrement courbe au tracé en plan du barrage de manière à permettre les mouvements de la structure en évitant l'ouverture des joints, notamment en hiver.

Les ruptures successives du barrage de Bouzey ont amené les constructeurs à plus de prudence en mettant en évidence le rôle joué par les sous-pressions tant dans les fondations que dans le corps du barrage. Les formes les plus fréquentes des barrages-poids modernes sont des profils triangulaires qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement (Figure I.2).

Le parement amont est souvent vertical ou avec un fruit très faible. Mais dans le cadre de notre travail on fera abstraction de cette condition et on étudiera des barrages dont le parement amont ne vérifie pas strictement cette condition.

On peut distinguer les barrages pour lesquels les fonctions poids et étanchéité sont assurées de manière conjointe, comme les barrages en maçonnerie "homogène" (bien que le parement amont soit souvent mieux appareillé et/ou recouvert d'un enduit), et ceux pour lesquels les deux fonctions sont parfaitement séparées : barrage-poids à masque amont du type Lévy, barrage-poids en béton compacté au rouleau (BCR) avec

membrane d'étanchéité ou masque amont.

La stabilité des barrages-poids repose essentiellement sur leur fruit et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous-pressions. Leur inconvénient majeur est de ne pas utiliser pleinement les capacités du matériau constituant la partie résistante du barrage (maçonnerie ou béton) à supporter des efforts importants de compression. Il est donc venu rapidement à l'idée des projeteurs de supprimer du béton superflu en allégeant la structure, en créant des arcades ou des niches sur le parement aval, en réduisant la surface d'assise au sol.

Lorsque ces élégissements descendent jusqu'à la fondation, il en résulte une augmentation des contraintes appliquées au sol de fondation. Mais la réduction de la surface d'assise se traduit par un meilleur drainage sur ce contact. Les sous-pressions dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage sont alors limitées. Pour certains barrages en rivière, les vannes représentent une part importante du parement amont. La structure résistante est alors limitée au socle d'assise et aux contreforts entre vannes.



Fig.I.2 : Barrage de Vassivière. [SIT]



Fig.I.3 : Barrage d'Argentat.[SIT]

- BARRAGES-VOUTES :

Les barrages-voûtes (figure I.4-I.5) sont des barrages généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. L'utilisation de l'effet d'arc bien connu des constructeurs de cathédrales est plutôt récente dans le domaine des barrages (encore qu'on en trouve des applications dès le XIII^{ème} siècle en Iran ainsi que, sous une forme plus rustique, par les Romains). La réalisation d'une voûte est certainement la façon d'utiliser au mieux les capacités du béton à supporter les efforts de compression, de diminuer le volume du matériau à mettre en œuvre. Les barrages-poids-voûtes sont des barrages-poids dont la forme nettement arquée rend possible la création d'un véritable effet voûte et donc un report des efforts sur les appuis latéraux.



Fig.I.4 : Barrage de Luzège.[SIT]

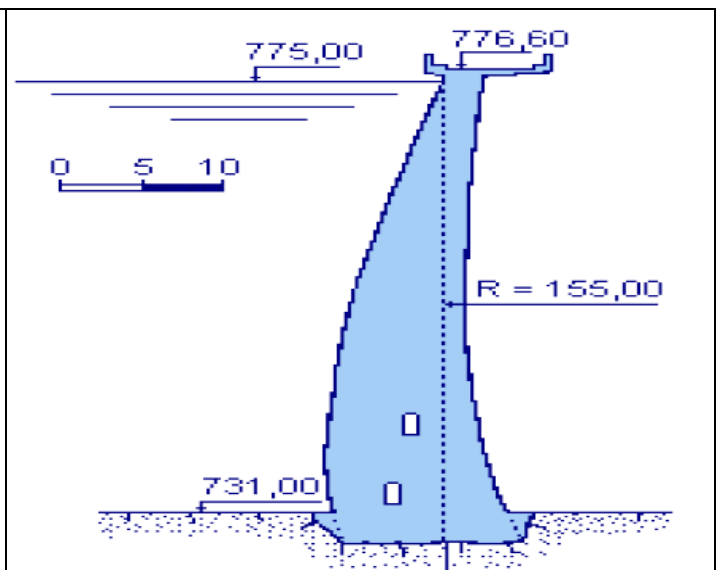


Fig.I.5 : Coupe verticale d'un barrage voûte. [SIT]

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type encastrement. Il s'agit en général de barrages construits dans la première moitié du XX^{ème}. Le parement amont est en général vertical de manière à simplifier les coffrages. Le parement aval est souvent incliné mais il peut se présenter sous forme de marches d'escalier superposées pour simplifier l'exécution. Précédées par des voûtes d'une trentaine de mètres de haut dans les années 1920, les grandes voûtes minces ont fait leur apparition au milieu du XX^{ème} siècle. Grâce à des méthodes et des moyens de calculs plus puissants, les formes se sont allégées de manière à économiser de la matière et à faire travailler la structure au maximum de ses

possibilités. Les arcs circulaires sont devenus paraboliques, elliptiques ou en spirales logarithmiques.

Les projeteurs ont poursuivi dans cette direction jusqu'à connaître les premiers déboires fissuration de grandes voûtes trop minces eues égard à leur fondation rocheuse très rigide, rupture de la voûte de Malpasset pour des raisons autres, géologiques notamment. Ils sont alors revenus à des formes moins allégées mais garantissant des coefficients de sécurité plus confortables.

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois les arcs et les consoles que sont les plots de construction. La stabilité de ces barrages dépend essentiellement de la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis, efforts liés à l'encastrement de la structure, à la poussée des arcs, mais aussi, pour les voûtes minces, aux fortes sollicitations hydrauliques dues à la finesse de la structure. La présence de culées peut toutefois permettre un report plus aisé des efforts sur les rives.

- BARRAGES A CONTREFORTS :

Un barrage à contreforts comprend :

- Une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts).
- Une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.
- La bouchure peut être constituée :
 - D'une dalle plane en béton.
 - D'un élargissement du contrefort vers l'amont.
 - D'une voûte de faible portée.



Fig.I.6 : Barrage de Grandval.[SIT]



Fig.I.7 : Barrage de Faux-la-Montagne.[SIT]

Le nombre de contreforts peut varier de quelques unités pour les plus grands d'entre eux (barrage de Grandval ou de Calacuccia), à plusieurs dizaines comme sur les barrages de la Girotte, de Roselend et sur les barrages de type Considère (Vezins ou Rophémel). Pour ces derniers, l'audace des constructeurs est allée jusqu'à réduire l'épaisseur des voûtelettes à quelques dizaines de centimètres, nécessitant le recours au béton armé. Cette épaisseur augmente un peu en partie basse mais demeure réduite à l'approche de la fondation. Les parements amont sont en général fortement inclinés de manière à transmettre directement au pied des contreforts et donc à la fondation rocheuse une partie de la poussée de l'eau sur le parement amont.

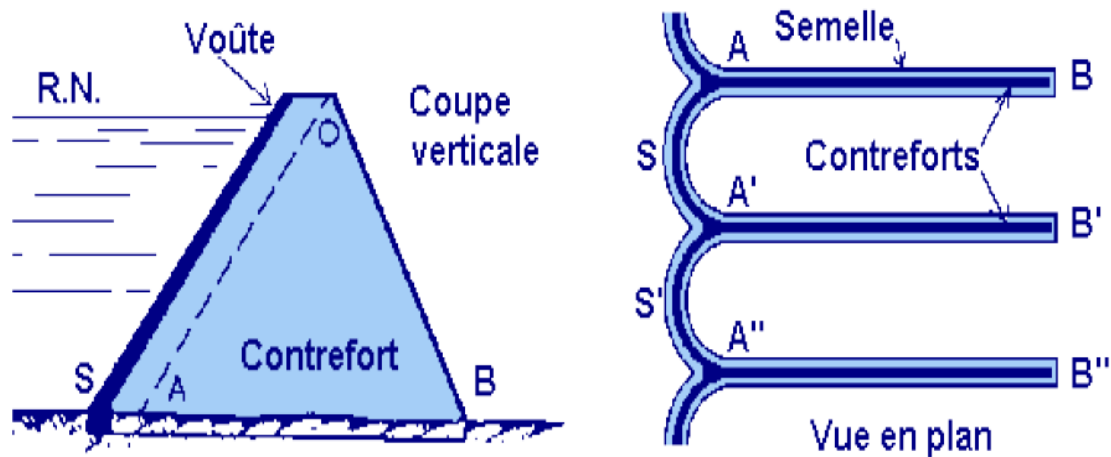


Fig.I.8 : Barrage à contreforts.[SIT]

Les barrages à contreforts sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

III Conception et calcul des barrages en béton :

Ces barrages s'opposent à la force créée par la pression de l'eau soit par leur propre poids (barrages poids), soit en reportant sur les rives par un effet de voûte la poussée hydraulique (barrages voûte), soit encore en associant ces deux possibilités (barrages poids-voûte), soit enfin en reportant les efforts sur le sol par l'intermédiaire de contreforts. (Barrages contreforts).

1) Barrages poids :

Ils présentent l'avantage de ne solliciter que très peu la résistance des berges avec une résistance aux sollicitations horizontales transversales est faible, par contre leur construction nécessite une grande quantité de béton, et une excellente qualité du sol d'assise. Améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et si ces joints présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des décrochements).

➤ Actions exercées sur un barrage poids :

C'est Maurice LEVY (1838 – 1910) ingénieur français qui, à la fin du XIX^e siècle, a mis en évidence l'importance des sous-pressions dans la stabilité des barrages poids. Les barrages poids modernes sont caractérisés par une section pratiquement triangulaire. La somme de leurs fruits amont et aval est comprise entre 0.70 et 0.80 ; néanmoins, dans le cadre de notre travail (partie intégrale du travail de recherche de notre directeur de thèse) on rappelle qu'on a fait abstraction de cette condition et on étudiera des barrages dont le parement amont ne vérifie pas strictement cette condition.

➤ Les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- ✓ Les barrages-voûtes et les barrages poids-voûtes, de par leur hyperstaticité.
- ✓ Les barrages en enrochement à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations.

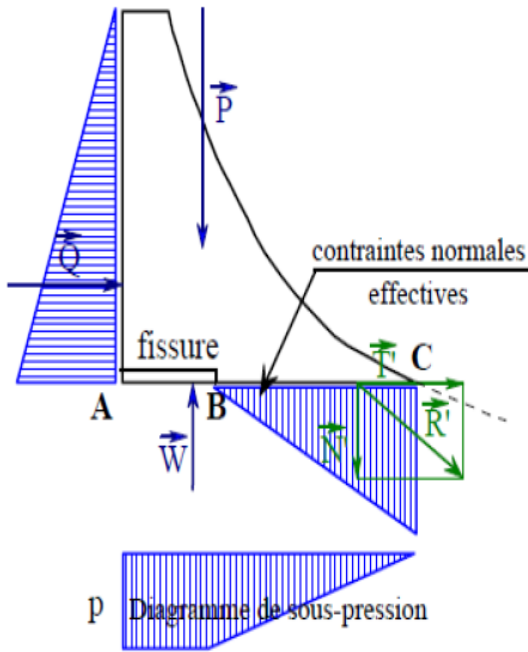


Fig.I.9a : Equilibre avec fissuration. [SIT]

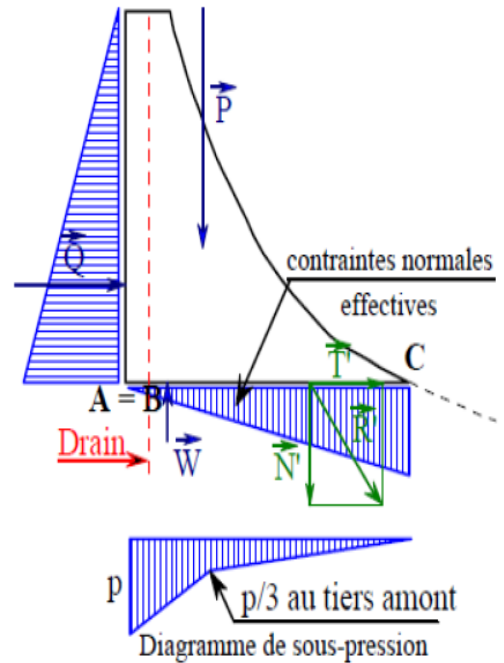


Fig.I.9b : Effet du drainage sur l'équilibre. [SIT]

- Les actions exercées sur le barrage sont :

\vec{P} : Poids du barrage.

\vec{Q} : Poussée de l'eau.

\vec{W} : Résultante des pressions d'eau interstitielle (ascendante) sur la section ABC.

\vec{R} : Résultante des forces (cas étanche).

\vec{R}' : Résultante des forces (cas avec infiltration).

N : Composante normale de la résultante.

T : Composante tangentielle de la résultante.

$$\vec{R} = \vec{P} + \vec{Q} \tag{I-1}$$

$$\vec{R}' = \vec{P} + \vec{Q} + \vec{W} \tag{I-2}$$

$$\text{Composantes de } \vec{R}' \begin{cases} N' = N - W & (\text{contrainte normale}) \\ T' = T & (\text{contrainte tangentielle}) \end{cases} \tag{I-3}$$

$$\tag{I-4}$$

Les ouvrages du XIXe siècle ont été dimensionnés en négligeant la sous-pression \vec{W} due à l'eau percolant dans le barrage ou dans sa fondation. On sous-estimait alors l'inclinaison de la résultante effective \vec{R}' devant résister au cisaillement. On peut noter que toute apparition de fissure côté amont entraîne l'apparition de sous-pression (voir figure I.9 a).

- On doit vérifier :
 - ✓ Que la contrainte totale au pied amont est au moins égale à la pression du réservoir.
 - ✓ Que la contrainte effective au pied amont est une compression.
 - ✓ La stabilité au glissement (vérification du rapport T/N).

2) Barrages à contreforts :

Les contreforts en béton de forme triangulaire supportent en principe des voûtes de faible portée ou des dalles planes qui transmettent la poussée de l'eau vers le sol. Ces barrages nécessitent moins de béton (20 à 25 % de moins) que les barrages poids et n'exigent pas de vallée étroite comme les barrages voûtes.

Les barrages à contreforts peu résistant pour les sollicitations transversales, mieux avec l'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives.

Les barrages en enrochement à masque : l'élément étanche est fragile.

Il est néanmoins nécessaire que le rocher soit de bonne qualité. Dans de telles structures, le parement amont (dalles ou voûtes) doit être incliné de l'ordre de 0.3/1 (rapport de l'horizontale / la verticale) pour profiter de la composante verticale de la poussée de l'eau. Les coffrages sont plus complexes à réaliser. L'influence des variations thermiques sur les fondations est importante. On préfère donc à ce type de construction, les barrages en B.C.R.

3) Barrages poids évidés :

Ce sont des barrages où l'on a créé des vides, par coffrage, dans leur partie interne. Il est paradoxal de vouloir alléger un barrage poids, mais le gain de poids est largement compensé par la diminution des sous-pressions grâce à un drainage intense réalisé à partir de ces cavités. Il existe très peu de constructions de ce type en Europe.

4) Barrages voûtes :

Ils sont constitués par une coque en béton à simple ou double courbure. Ce type de barrage est implanté dans une vallée présentant une zone relativement étroite (verrou) pour permettre l'arc-boutement de l'ouvrage sur les rives qui doivent être géologiquement très saines.

La courbure de la voûte permet de reporter les efforts de pression sur les appuis de rive, tout en conservant une paroi comprimée. Une première approche, très grossière, de dimensionnement consiste à considérer une superposition d'arcs supposés indépendants. La contrainte dans le béton est généralement de l'ordre de 5 MPa afin de limiter les problèmes de déformations aux ancrages.

La valeur de la contrainte est alors déduite de la formule du tube et vaut :

$$\sigma = \frac{P(z).R}{e} \quad (I.5)$$

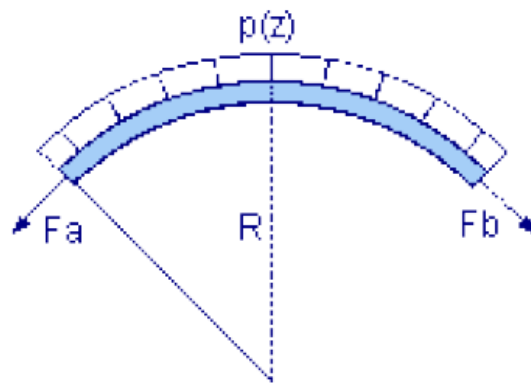


Fig.I.10 : diagramme d'un barrage voûte. [SIT]

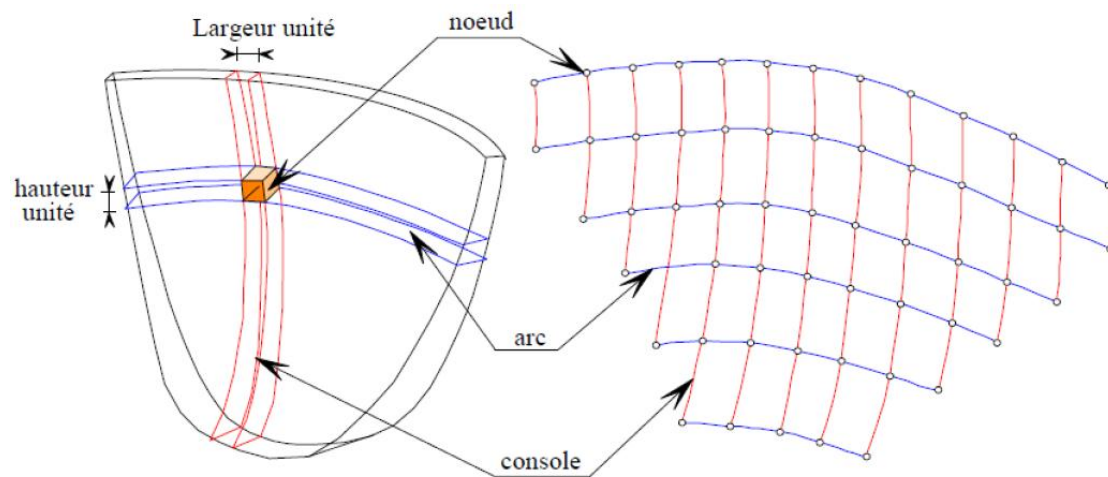
σ : (MPa) : Contrainte moyenne dans un arc.

$P(z)$: (MPa) : Pression de l'eau à la cote z .

$R(m)$: Rayon amont de la voûte.

$e(m)$: Épaisseur de la voûte.

Dans la réalité, les arcs ne sont pas indépendants ; de plus le barrage est partiellement encastré en pied, ce qui conduit à adopter d'autres modèles de calculs par un double découpage de la voûte en poutres courbes horizontales (arcs) et en poutres verticales (consoles). Les efforts appliqués à chaque nœud se répartissent entre ces deux familles de poutres et les déplacements des arcs et des consoles sont égaux à leur intersection. Actuellement, une des méthodes numériques utilisées est le calcul par éléments finis.



Découpage de la voûte en un système d'arcs et de consoles
Fig.I.11 : Modèle de modélisation en éléments finis. [GRA]

On conclue que le barrage de type poids en béton est la structure de base de notre étude des surpressions hydrodynamiques occasionnées dans la retenue et particulièrement sur l'interface barrage-réservoir lors d'éventuels séismes. [Large Dams

Chapitre II:

LES SEISMES

I Introduction :

Les tremblements de terre font poser de graves menaces sur les populations vivantes dans les régions sismiques. Ils peuvent être la cause de la destruction des habitations, des ponts, des barrages et des grands glissements de terrains.

Ces dégâts engendrent, généralement, la mort de milliers de personnes. Pour cela, la prise en compte du risque sismique dans le calcul et le dimensionnement d'ouvrages stratégiques tels que les centrales nucléaires, les ponts de grandes portées ou les barrages est une nécessité absolue.

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

1) LE SEISME

Un séisme (ou tremblement de terre) est un mouvement soudain plus ou moins brutal d'une partie de l'écorce terrestre. Il est le résultat de la libération d'une énergie considérable accumulée par les déplacements et les frictions des différentes plaques lithosphériques (dont le volcanisme est une autre conséquence).

Le « foyer » aussi appelé « hypocentre » de cette activité peut varier de la surface jusqu'à une profondeur de 700 km environ. Trois classes de séismes sont identifiées selon la profondeur de leur foyer :

- Les séismes superficiels : moins de 60 km de profondeur,
- Les séismes intermédiaires : entre 60 et 300 km de profondeur,
- Les séismes profonds : supérieurs à 300 km de profondeur.

Au-delà de 700 km de profondeur, on considère qu'il n'y a plus de foyer sismique. L'épicentre est, quant à lui, défini comme le point de la surface du sol le plus proche du foyer. Il est défini par ses coordonnées géographiques (latitude et longitude).[RIS]

2) LES CAUSES DES SEISMES :

Un séisme naturel est pratiquement toujours provoqué par la rupture d'une faille en profondeur (entre 0 et 600 km). Cette rupture est due aux contraintes énormes qui s'exercent sur deux plaques tectoniques qui se rencontrent.

- ✓ Les plaques glissent les unes par rapport aux autres au niveau des failles.
- ✓ Les zones sismiques du globe terrestre correspondent aux bords des plaques.

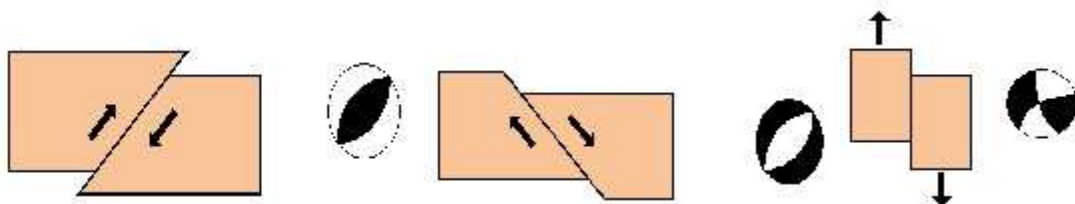


Fig.II.1 : Différents types de failles. [RIS]

3) LES DIVERS ONDES SISMIQUES : [SIT]

Les tremblements de Terre sont à l'origine de la création d'ondes dites sismiques. Ces ondes enregistrées à l'aide de sismographes (ou d'accélérographes). Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques. Elles se propagent dans toutes les directions selon les caractéristiques des matériaux (isotrope ou anisotrope).

On distingue deux types d'ondes émises par un séisme : Les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S (de cisaillement) et les ondes P (de compression), et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

a) Ondes de volume :

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte et elles concentrent le maximum d'énergie.

- **Ondes longitudinales ou primaires (P) :** ces ondes se propagent comme une onde sonore suivant des cycles de compression-dilatation du sol. Ces ondes se propagent plus rapidement que les autres et sont généralement moins destructrices. Elles annoncent, avec quelques secondes de déphasage, l'arrivée d'ondes plus destructrices (6km.s^{-1} près de la surface).

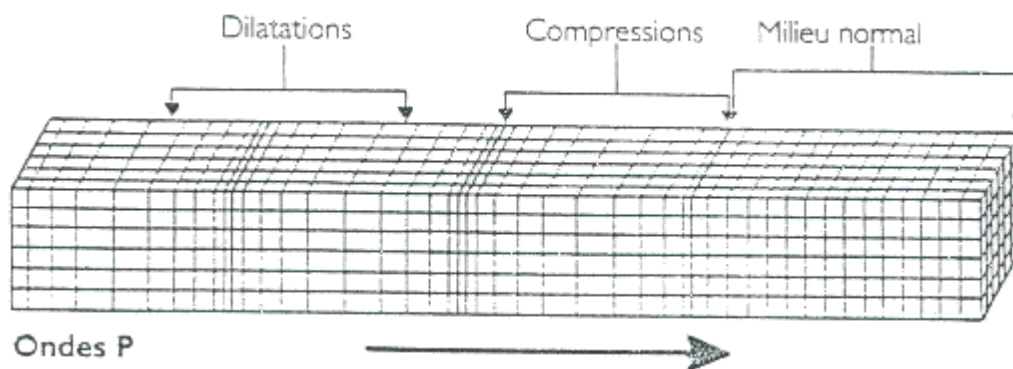


Fig.II.2 : L'effet des ondes P sur les milieux traversés. [RIS]

- **Ondes transversales ou secondaires (S) :** à 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 car il est impossible de déformer un liquide par cisaillement. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P.

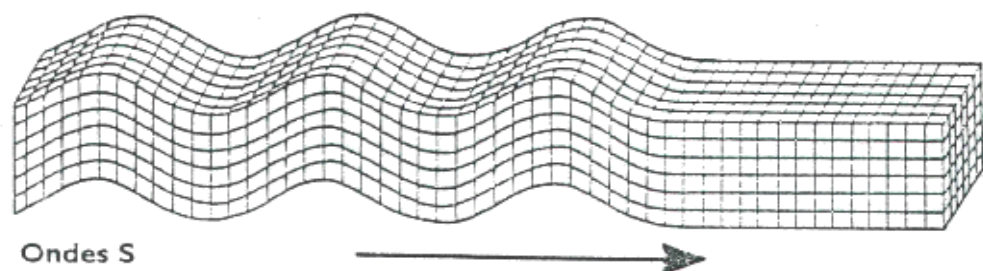


Fig.II.3 : L'effet des ondes S sur les milieux traversés. [RIS]

La différence de vitesses des ondes P et S explique la différence de leurs temps d'arrivée. On peut, connaissant leurs vitesses, calculer la distance à l'hypocentre.

b) Ondes de surface :

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte et elles concentrent le maximum d'énergie.

- ondes de Love :

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

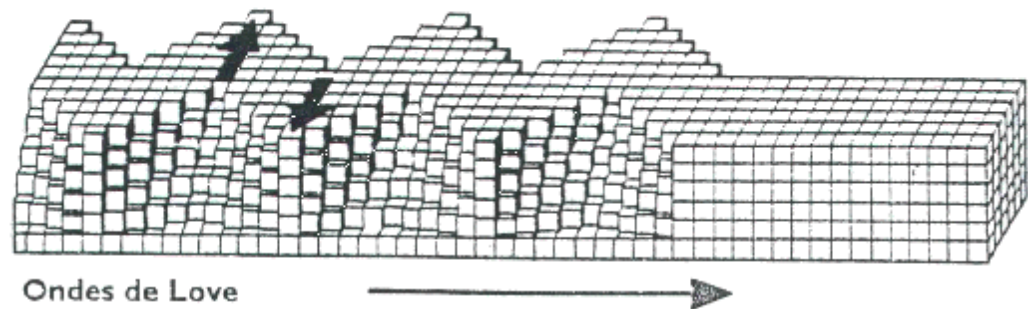


Fig.II.4 : L'effet des ondes de Love sur les milieux traversés. [RIS]

- onde de Rayleigh :

Elle se propage au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes. Elle résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S. Comme le montre le schéma.

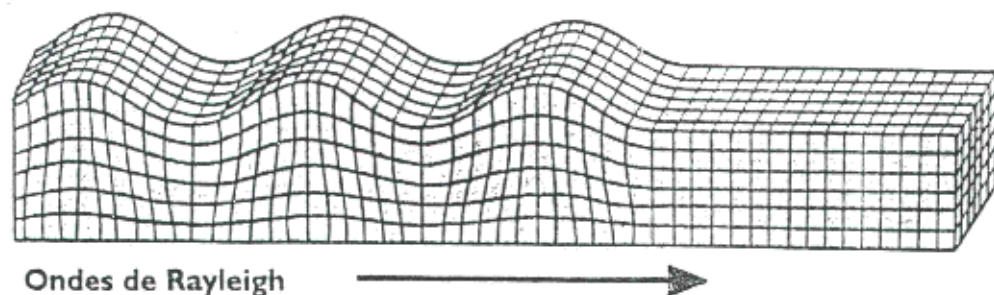


Fig.II.5 : L'effet des ondes de Rayleigh sur les milieux traversés. [RIS]

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

très supérieures à celles des ondes de volume. Elles sont parfois détectables après avoir fait plusieurs fois le tour de la terre.

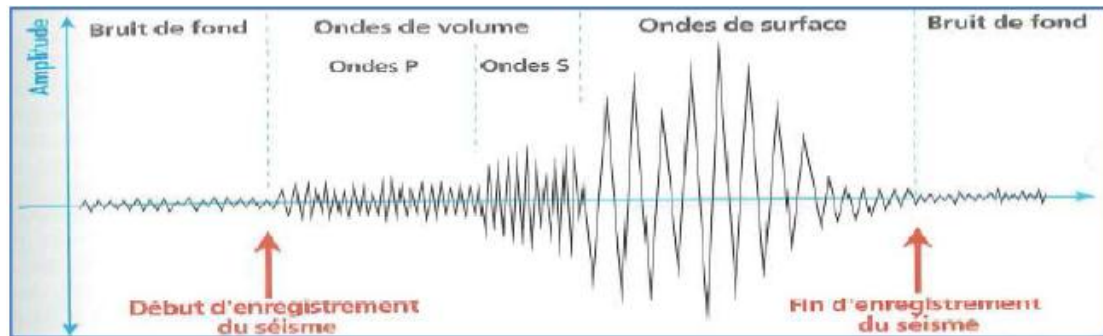


Fig.II.6 : Exemple de principe d'un sismogramme. [RIS]

4) La fréquence des ondes sismiques :

Les ondes sismiques possèdent des fréquences basses. Les ondes P ont des périodes de l'ordre de 1 s, les ondes S de l'ordre de 5-10 s et les ondes de surface de l'ordre de 20 s.

5) Comment se fait-il que l'on puisse détecter des séismes de forte magnitude en tout point du globe terrestre ? :

On sait qu'un séisme provoque des ondes qui traversent le globe terrestre de part en part et peuvent être détectées très loin. Lorsqu'une rupture a lieu au niveau de la croûte terrestre, cela provoque des ondes qui se propagent dans le globe terrestre tout comme les rides se propagent à la surface de l'eau lorsqu'on a jeté un caillou. Les ondes partent de la source, dans toutes les directions, formant des surfaces sphériques, ou FRONT D'ONDE, s'agrandissant en s'éloignant de la source.

- Les raies sont perpendiculaires au front d'onde.

- La localisation des séismes est appelée HYPOCENTRE au sous-sol, sa projection à la surface est l'EPICENTRE.

- La DISTANCE EPICENTRALE est l'angle depuis le centre de la Terre entre l'hypocentre et la station sismologique.

La nature des matériaux diffère d'un point à l'autre du globe et les ondes sismiques sont déviées selon la loi de DESCARTES.

Les ondes P, peuvent se propager dans le noyau liquide, mais pas les ondes S qui sont des ondes de cisaillement, et ainsi on ne peut pas détecter des ondes S si le séisme est éloigné de plus 110° de la station d'enregistrement, angle qui correspond au diamètre du noyau liquide.

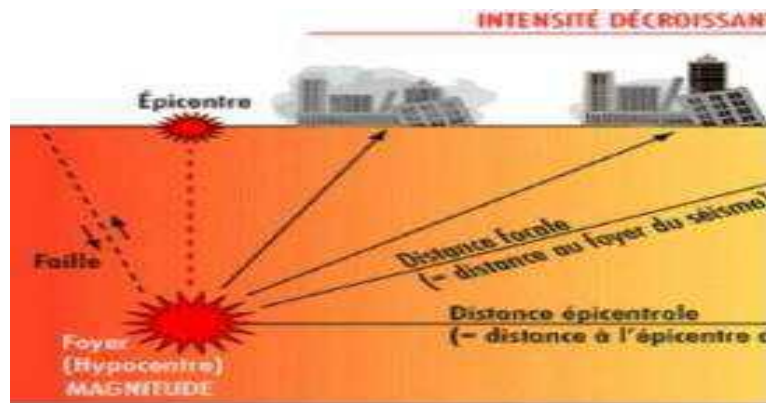


Fig.II.7 : l'hypocentre d'une onde sismique. [RIS]

i. MAGNITUDE :

La magnitude est une échelle sismique de référence qui évalue l'énergie des séismes.

ii. Echelle de Richter :

C'est une échelle logarithmique a été instaurée en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer.

Ainsi, par exemple, les ondes d'un séisme de magnitude 6 dégagent une énergie dix fois plus grande que celles d'un séisme de magnitude 5.

iii. Echelle de Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi appelée échelle MSK) :

C'est une échelle de mesure de l'intensité d'un tremblement de terre. Elle a été très utilisée en Europe et en Inde à partir de 1964, souvent sous la désignation *MSK64*. Sa définition a été revue en 1981 sous le sigle *MSK81*, puis elle a fini par être intégrée en 1998 dans la définition de l'échelle macrosismique européenne. L'échelle MSK décrit les effets d'un tremblement de terre en termes de destructions des installations humaines et de modifications de l'aspect du terrain, mais également en termes d'effets psychologiques sur la population (sentiment de peur, de panique, panique généralisée).

iv. Echelle de magnitude de moment :

Cette échelle est en fonction du phénomène physique au cœur du séisme : le glissement de la roche sur un plan de faille. Cette échelle repose sur l'intensité du couple des forces qui provoquent la déformation.

II GENERALITES SUR LES SISMOGRAPHES :

Lors d'un séisme (tremblement de terre) les vibrations dues au mouvement du sol sont appelées ondes sismiques. Les instruments qui enregistrent ces ondes sismiques sont appelés des sismographes. Un sismographe enregistre les mouvements du sol. Il comprend une feuille de papier associée à un support solidaire du sol et un stylo suspendu par un ressort et au contact avec le papier. Le stylo dessine les vibrations sur le papier qui vibre quand le sol vibre (le stylo restant immobile au dessus du papier).

- Il existe deux grands types de sismographes :
 - ✓ Les sismographes verticaux qui sont sensibles aux déplacements verticaux du sol
 - ✓ Les sismographes horizontaux qui sont sensibles aux déplacements horizontaux du sol.

Une station de détection sismique doit comporter trois sismographes : un sismographe vertical deux sismographes horizontaux orientés orthogonalement l'un à l'autre.

- ✓ L'un dans la direction Sud Nord
- ✓ L'autre dans la direction Est Ouest.

Le sismographe était inventé au XIXe siècle et a permis dès 1920 de montrer que la source des séismes, foyer, se trouve à l'intérieur de la Terre à des centaines de kilomètres au-dessous de l'épicentre. L'enregistrement obtenu est appelé un sismogramme. L'analyse des sismogrammes renseigne les géophysiciens sur la magnitude du séisme et les coordonnées de son foyer. Ci-dessous contre un extrait de sismogrammes.

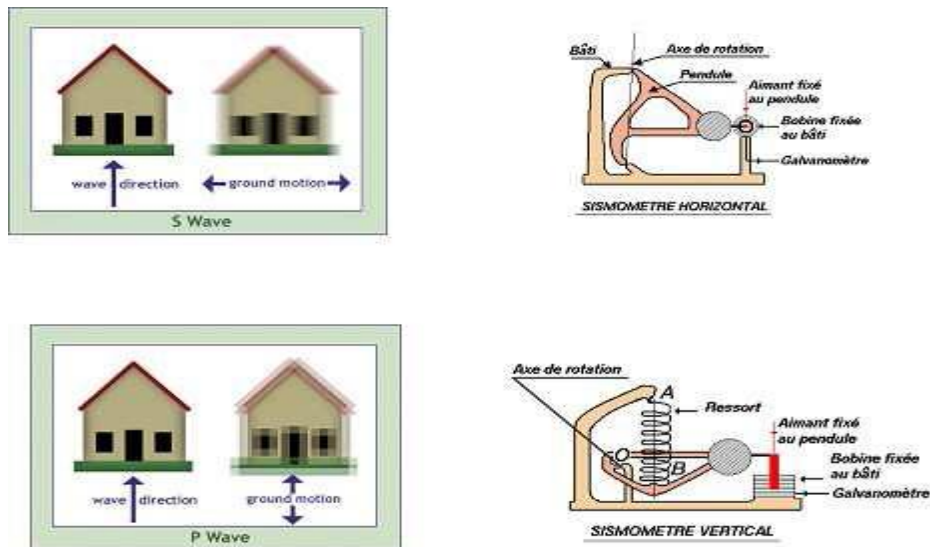


Fig.II.8 : Sismomètres. [FAI]

Les ondes P et S proviennent des profondeurs du globe et n'arrivent pas forcément orthogonalement à la surface du sol, donc les deux types de sismographes sont sensibles aux deux types d'onde P et S car les vibrations du sol possèdent alors une composante horizontale et verticale dans les deux cas.

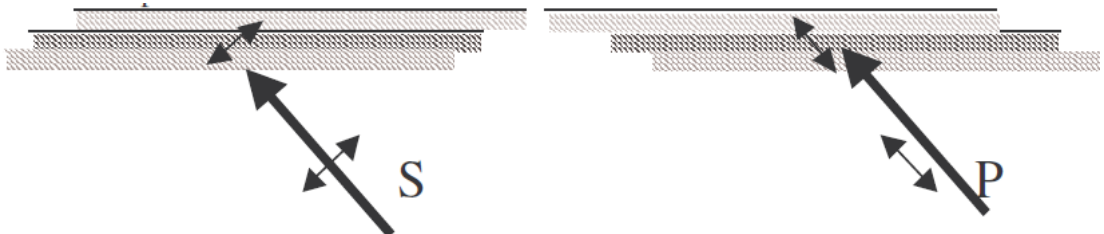


Fig.II.9 : l'onde S. [RIS]

Fig.II.10 l'onde P. [RIS]

1) IMPACTS DES SEISMES SUR LES OUVRAGES

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à un séisme, celui-ci engendre un champ d'accélération qui dépend de la forme du barrage et des différents matériaux constitutifs. Selon la raideur des matériaux et leur capacité d'amortissement interne, selon la hauteur et la forme du barrage vis-à-vis du spectre du séisme, la réponse du barrage sera plus ou moins forte.

Dans le monde entier, le retour d'expérience montre que les accidents de barrages liés à des séismes sont rares et très peu d'ouvrages ont subi des désordres importants entraînant la ruine. Les statistiques de la CIGB [ICO] montrent que les accidents les plus importants concernent des ouvrages en remblais. Plusieurs barrages en béton ou en maçonnerie sont subis des destructions (partielles ou totales) à l'occasion des séismes les plus violents, parmi les accidents majeurs recensés dans le monde (au nombre de 466), on compte 66 événements concernant les barrages-poids dont 40 ruptures.



Fig.II.11 : Rupture du barrage ShiKang. [RAP]

Les derniers séismes majeurs observés au Chili en février 2010 et au Japon en mars 2011 montrent encore que les barrages ont bien résisté aux sollicitations sismiques (CON). D'une manière générale, les effets des séismes se traduisent par l'apparition des phénomènes suivants :

Pour les ouvrages en béton ou maçonnerie :

- ✓ Fissuration,
- ✓ Déformations,
- ✓ Mouvements de joints,
- ✓ Dégâts sur le couronnement,
- ✓ Changement de comportement hydraulique en fondation,
- ✓ Risque de blocage de vannes.

Conclusion :

Dans notre étude, on va utiliser, comme données, les enregistrements d'accélérogrammes de séismes dans les deux directions de l'espace (horizontale, verticale). Ces enregistrements d'accélérogrammes sont ceux de séismes disponibles enregistrés en Californie à Loma-Preita aux Etats-Unis.

Chapitre III:
APPROCHES
ANTERIEURES

I La Méthode pseudo-statique :

Vers les années 1970, l'analyse pseudostatique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes.

Dans le cadre d'un calcul simplifié, l'approche pseudo-statique est utilisée : le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.

Les différentes composantes de la force d'inertie peuvent s'exprimer sous la forme :

$$F = \alpha \cdot g \cdot V \cdot \gamma_b \quad , \quad \text{avec} \quad : \alpha = \frac{a_g}{g} \quad \text{(III-1)}$$

Où :

- ✓ α : est le coefficient sismique adimensionnel
- ✓ a_g : est l'accélération sismique maximale au sol (terme anglo-saxon P.G.A.).
- ✓ V : est le volume du corps rigide (m^3)
- ✓ γ_b : est le poids volumique du matériau (kN/m^3)
- ✓ g : est l'accélération gravitationnelle (m/s^2)

II Solution analytique de Westergaard :

Westergaard a mis au point une solution analytique pour déterminer la distribution de la surpression sur un écran vertical dans l'hypothèse de mouvement horizontal harmonique, de période T , de l'écran [SOUF].

Les forces hydrodynamiques s'appliquant sur la face amont d'un barrage et s'ajoutant aux forces hydrostatiques sont traditionnellement calculées par la méthode de Westergaard. Ce dernier a évalué la répartition de la pression $p(y)$ exercée sur un mur dans le cas où la compressibilité de l'eau peut être négligée :

$$p(y) = \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{h y} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :

- ✓ K : est le coefficient pseudo-statique adimensionnel bien souvent pris égal à $\frac{2}{3}$ pour la composante horizontale et 0,20 pour la composante verticale.
- ✓ γ_w le poids volumique de l'eau.
- ✓ h la profondeur de la retenue.
- ✓ y la profondeur considérée.

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

$$F = \frac{7}{12} k \gamma_w h^2 \quad (\text{III-3})$$

Elle s'applique en un point situé au $\frac{2}{5}$ de la hauteur en partant du bas.

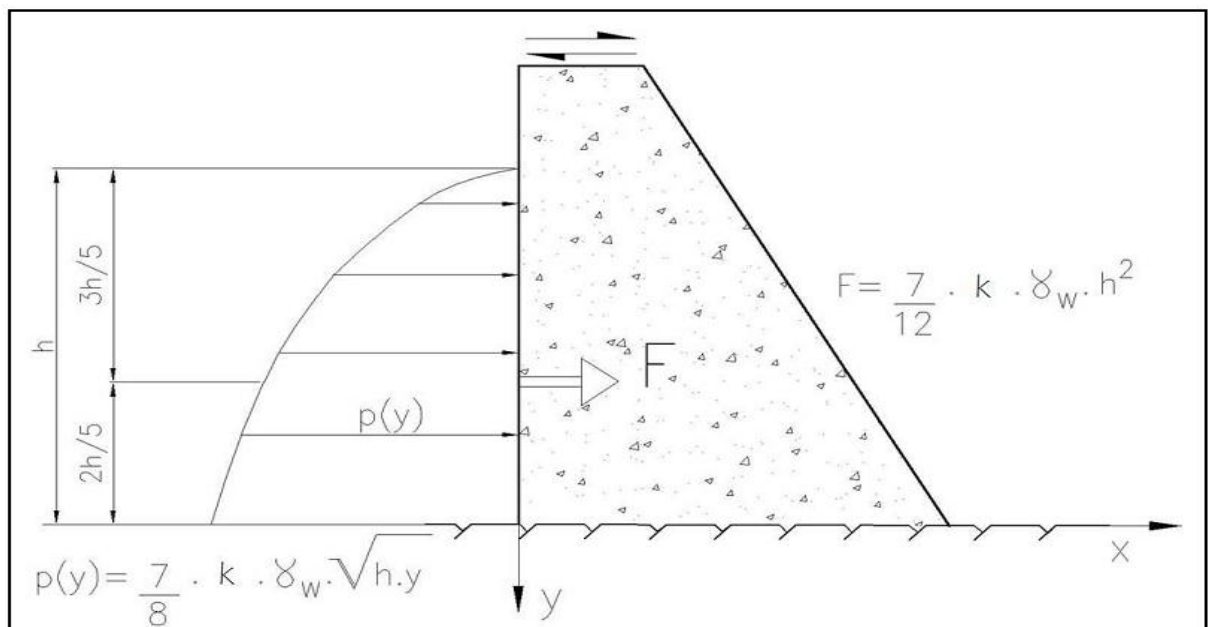


Fig.III.1 : Poussée de Westergaard. [COM]

Pour les barrages à parement amont incliné, la formule de Westergaard n'est plus utilisable, elle est remplacée par les résultats expérimentaux formulés par Zangar.

Le ratio des forces hydrodynamiques exprimées par la formule de Westergaard et des forces d'inertie est de 0,5 à 0,6 pour un barrage-poids dont la somme des fruits est égale à 0,8.

Une autre explication pour la masse ajoutée oscillant avec le barrage représentant l'effet

hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation surpression hydrodynamique de Westergaard suivante :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (\text{III-4})$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable. Pour la tranche i , on peut écrire :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \cdot \Delta h_i \quad (\text{III-5})$$

L'équation générale des surpressions hydro-sismique selon Zangar :

$$p_e = K_e \cdot C_e \cdot a \cdot \rho_w \cdot \sqrt{H * Z} \quad (\text{III-6})$$

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

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

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

C_e : Coefficient de Westergaard

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{H}{1000 \cdot T}\right)^2}} \quad (\text{III-7})$$

$T = \frac{1}{f_m}$ Avec : avec f_m : fréquence propre du barrage.

$$K_e = 1 : E_e = C_e \cdot a \cdot \rho_w \cdot \frac{2}{3} \cdot H^2 \quad (\text{III-8})$$

Avec : E_e poussé de l'eau totale = $\int_0^H P_e$ Et : $h_m = 0.4 H$ (hauteur de la résultante de la poussé de l'eau)

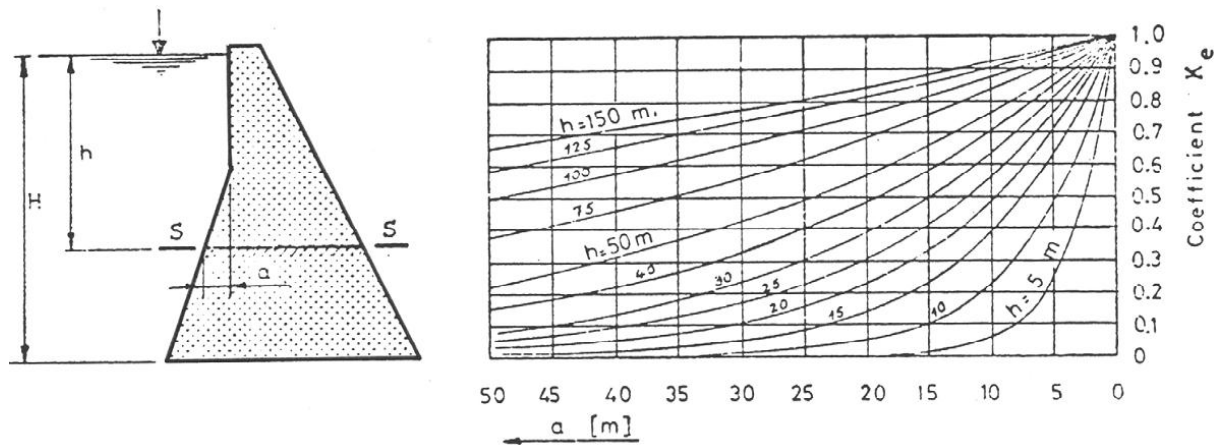


Fig.III.2 : Coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont. [COM]

La formule de Westergaard peut être utilisée pour calculer la surpression hydrodynamique sur un parement aval partiellement immergé.

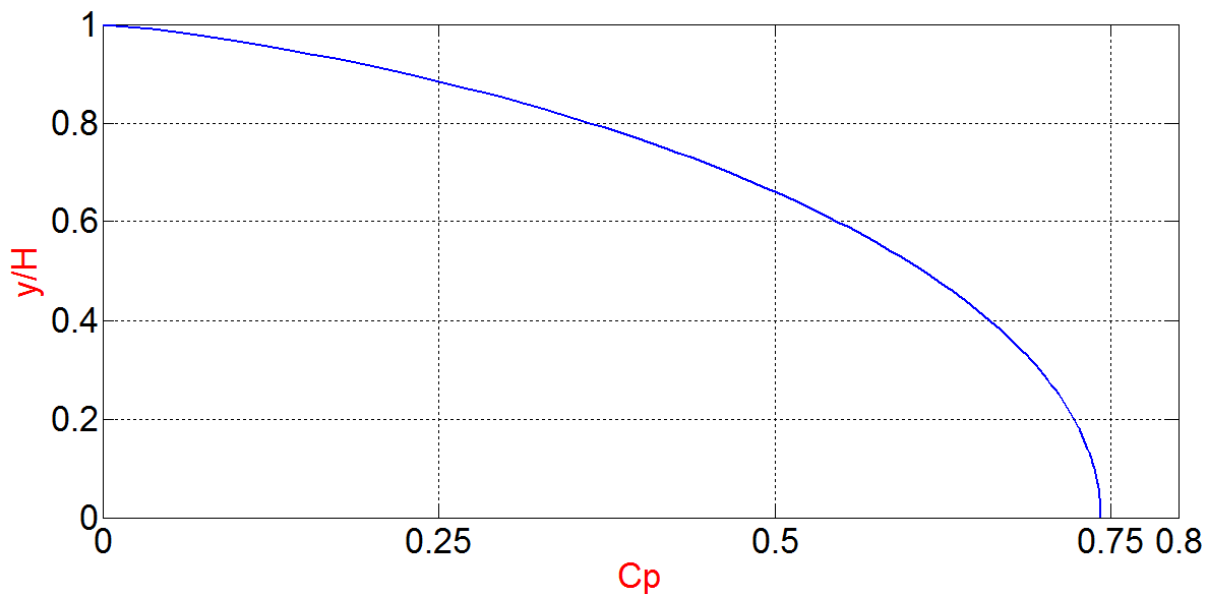


Fig.III.3 : Distribution du coefficient de pression de Westergaard.

III Solution analogique de Zangar

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

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

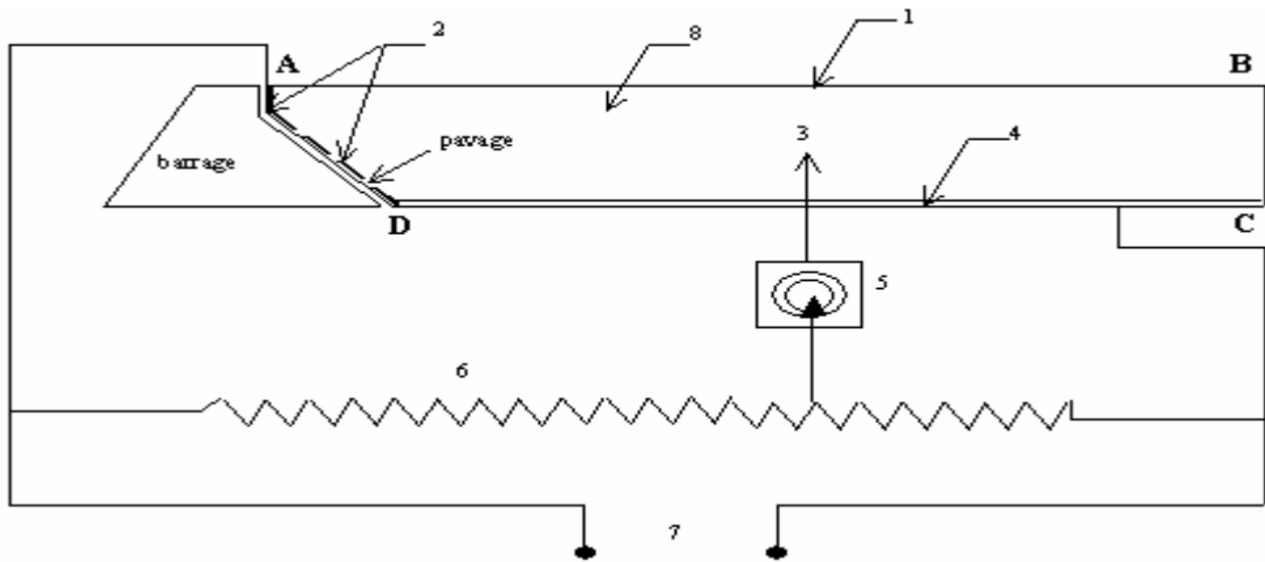


Fig.III.4 : Dispositif expérimental [BEL]

1. Surface libre du réservoir.
2. Face amont du barrage (variation linéaire du potentiel : pavage).
3. Sonde.
4. Base du réservoir (électrode à potentiel constant).
5. Galvanomètre (G).
6. Rhéostat (R).
7. Alimentation : Générateur basse fréquence alternatif (1000 Hz, 5 V).
8. Electrolyte.

Le diagramme des surpressions résultant n'est plus uniforme que dans le cas du parement vertical. Ceci est dû au fait qu'une partie de la pression se décharge verticalement.

La formule expérimentale proposée par Zangar est

$$P(y) = \frac{1}{2} \alpha g h C_e \frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)}$$

Avec les mêmes notations précédentes, et C_e est un coefficient déterminé en fonction de l'angle de l'inclinaison.

IV Solutions numériques

Notons que les méthodes numériques passent toujours par des discrétisations des problèmes continus. Nous ne pouvons les énumérer toutes mais les plus couramment utilisées pour la résolution des équations aux dérivées partielles sont :

1) La méthode des différences finis

La méthode consiste à remplacer les dérivées partielles par des différences divisées ou combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre fini de points discrets ou nœuds du maillage. L'avantage de cette méthode est qu'il y a une grande simplicité d'écriture et un faible coût de calcul. Elle est couramment pratiquée et facile d'accès. Elle repose sur deux notions : la discrétisation des opérateurs de dérivation ou différentiation et la convergence du schéma numérique ainsi obtenu. Son inconvénient est qu'on se limite à des géométries simples, et qu'il y a des difficultés de prise en compte des conditions aux limites de type Neumann [TAIK].

2) La méthode des éléments finis

Les origines de la méthode des éléments finis remontent aux années 1950 lorsque des ingénieurs l'utilisèrent afin de simuler des problèmes de mécanique des milieux continus déformables.

Il existe de nos jours un nombre important de logiciels commerciaux et académiques qui utilisent la méthode des éléments finis comme un outil de simulation robuste pour des problèmes de la mécanique des fluides, de thermique, d'électromagnétisme, ...

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

D'une part, les propriétés interpolantes des éléments finis : ceux-ci permettent d'approcher des fonctions définies sur un domaine en maillant ce domaine puis en choisissant sur chaque maille des combinaisons linéaires de fonctions de forme (par exemple polynomiales). D'autre part, la méthode de Galerkin, qui fournit un cadre d'approximation général pour une large classe de problèmes où

l'inconnue est une fonction qui doit satisfaire une ou plusieurs équations aux dérivées partielles et des conditions aux limites

3) Méthode des volumes finis

Récemment, et depuis quelques années, la méthode des volumes finis (VOF) a attiré les chercheurs de par sa robustesse et sa facilité d'application. Ainsi, après avoir fait ses preuves dans la résolution des équations hyperboliques, spécialement la dynamique des gaz (Le Veque, 2002), la méthode a trouvé application dans les problèmes d'écoulement à surface libre (Toro et Garcia-Navarro, 2007) et celui du coup de bélier. D'après Ghidaoui et al. (2005), les schémas de type volumes finis ont été appliqués pour la première fois par Guinotv (2000). Ce dernier a développé une solution de type Riemann pour la simulation du coup de bélier, et utilisa cette solution pour développer un schéma de Godunovde premier ordre.

Ce schéma ainsi obtenu est très semblable à celui de la méthode des caractéristiques. Ultérieurement Zhao et Ghidaoui (2004) formulent et appliquent des schémas aux volumes finis de type Godunov de premier et deuxième ordre pour la résolution de l'équation dynamique de et celle de continuité gouvernant le problème du coup de bélier. Ils montrent alors l'influence négligeable des termes convectifs et aussi la supériorité de ces solveurs comparés à la classique méthode des caractéristiques en termes de précision et qualité de la solution.

A ce temps, les schémas et solveurs numériques découlant de la méthode aux volumes finis sont en plein essor et ne cessent de progresser par les avantages qu'ils offrent.

4) Méthode des caractéristiques (MOC)

La méthode des caractéristiques (MOC), est une méthode numérique de principe similaire, a vu le jour dès les années 1960 suite à l'essor des moyens de calcul informatique. Un développement significatif en matière de résolution des équations hyperbolique sa été introduit par Lister en 1960, qui a étudié la méthode des caractéristiques à grille fixe. Il démontra alors la facilité de cette approche pour le calcul du débit et de la pression dans l'espace à un temps constant [Dinh Tam, 2009].

Depuis, la méthode des caractéristiques a reçu une intense application dans le calcul des régimes transitoires en charge. En adoptant la méthode à grille fixe, un pas de temps (Δt) commun est utilisé pour le calcul des variables dépendantes sur

l'ensemble des conduites du réseau. Dans cette situation, la méthode est considérée comme très performante et précise.

Diverses techniques d'interpolation ont été présentées pour traiter ce problème de discrétisation. Selon Ghidaoui et al. (2005), Lister (1960) utilisa une interpolation spatiale linéaire pour approximer les variables (Q, H) au pied de chaque ligne caractéristique.

Conclusion :

Dans notre étude, on va utiliser la programmation par la méthode des éléments finis pour résoudre le problème de détermination des surpressions hydrodynamique sous l'action de séismes agissant dans une direction ou simultanément dans les dans les deux directions de l'espace (horizontale, verticale).

Chapitre IV:
FORMULATIONS
HYDRODYNAMIQUES

I. Introduction :

Lors d'une excitation sismique imposée à un système barrage-réservoir, les mouvements subis par la masse d'eau du réservoir font apparaître des surpressions hydrodynamiques $p(x,t)$ variant dans le temps et dans l'espace en fonction du mouvement imposé par la structure d'une part et par les parois de la retenue de l'autre part. Ces pressions s'ajoutent aux pressions hydrostatiques p_s dues à la gravité. La pression totale P régnant dans la masse d'eau en vibration est donc subdivisée en ces deux composantes et on s'intéresse ici à la composante hydrodynamique.

▪ Hypothèses :

En considérant les différents facteurs qui affectent le mouvement du fluide, les suppositions suivantes sont retenues pour le fluide de réservoir :

- i. Le fluide est homogène, non visqueux et compressible.
- ii. Le champ d'écoulement est irrotationnel.
- iii. Les déplacements et leurs dérivés spatiaux sont petits.
- iv. Le fluide s'étend à l'infini dans la direction amont.

Pour la structure du barrage, les suppositions usuelles suivantes sont faites :

- ✚ Le matériau du barrage est considéré homogène et isotrope
- ✚ Le barrage est suffisamment rigide.

Les procédures de calcul de la réponse dynamique des barrages poids en béton se font en utilisant des techniques standards d'éléments finies pour discrétiser le domaine en utilisant les approximations nécessaires sur les équations de champ.

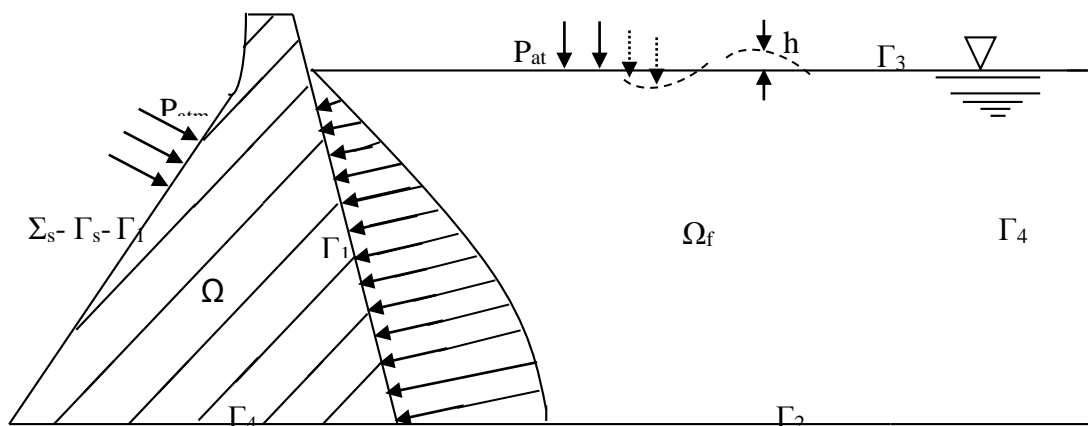


Fig.IV.1 : Schéma représentatif des conditions aux limites dans un barrage.

II. Equations de bases et modélisation du réservoir :

La forme condensée de l'équation de Navier Stokes qui régit l'équilibre dynamique des fluides en mouvement est reprise ici :

$$-\rho_f \dot{v} + f - \nabla p + \mu \nabla^2 v = 0 \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

p : La pression hydrodynamique.

f : La force volumique.

v : Vitesse linéaire.

ρ_f : La masse volumique du fluide

Il est connu que, dans le cadre de l'interaction fluide structure, la contribution des contraintes dues aux effets visqueux est négligeable (hypothèse (i)) comparée aux effets induits par les forces d'inertie, et le champ fluide est irrotationnel (hypothèse (ii)), l'équation de la dynamique s'écrit :

$$\rho_f \dot{v} = -\nabla p \quad (\text{IV.2})$$

Où v est la vitesse particulière et p la pression.

Pour une description complète du fluide, on associe à cette dernière équation,

l'équation de conservation de la masse :

$$\dot{\rho}_f + \rho_f \nabla v = 0 \quad (\text{IV.3})$$

Et l'équation d'état, qui s'écrit pour le fluide linéairement compressible, tel que :

$$\dot{\rho}_f = \frac{\rho_f}{K} \dot{p} \quad (\text{IV.4})$$

K est le module de compressibilité de l'eau. On remplace l'équation (IV.4) dans (IV.3), pour obtenir l'équation suivante :

$$\frac{\rho_f}{K} \dot{p} + \rho_f \nabla v = 0 \quad (\text{IV.5})$$

En dérivant l'équation (IV.2) par rapport à l'espace, on aura l'équation suivante :

$$\rho_f \nabla \dot{v} + \nabla^2 p = 0 \quad (\text{IV.6})$$

En dérivant aussi l'équation (IV.5), par rapport au temps cette fois, on obtient l'équation suivante :

$$\rho_f \nabla \dot{v} = -\frac{\rho_f}{K} \ddot{p} \quad (\text{IV.7})$$

On trouve par soustraction, l'équation suivante :

$$\nabla^2 p - \frac{1}{C^2} \ddot{p} = 0 \quad (\text{IV.8})$$

$$\text{Où : } C = \sqrt{\frac{K}{\rho_f}} \quad (\text{IV.9})$$

C désigne la célérité des ondes de compressions dans le fluide, et dans le cas étudié de l'eau, C'est de l'ordre de 1000 à 1500 m/s.

Où K est le module (ou coefficient) de compressibilité du fluide et ρ sa masse volumique.

Et si on suppose que le fluide est incompressible, le changement de volume $\Delta v/v$ reste quasiment nul quelle que soit la pression appliquée, ce qui donne un coefficient de compressibilité infini et donc une propagation d'onde instantanée ($c=\infty$).

L'équation régissant la propagation de l'onde de pression se réduit dans ce cas à l'équation de Laplace :

$$\nabla^2 p = 0 \quad (\text{IV.10})$$

III. Les conditions aux limites fluides :

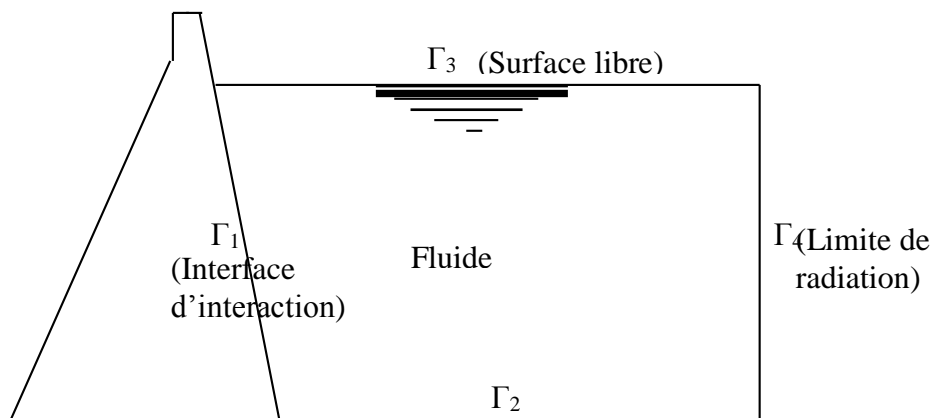


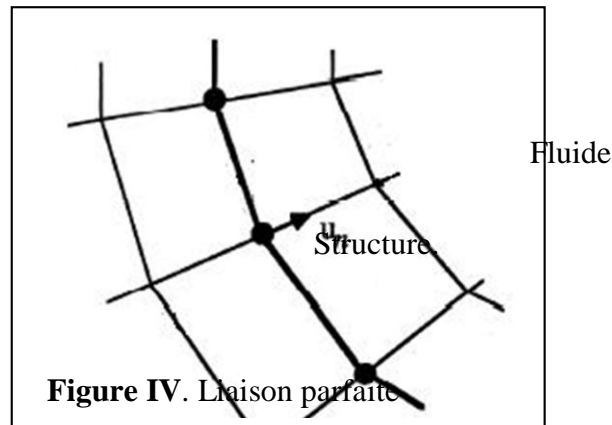
Fig.IV.2 : frontières de fluide

Aux frontières de fluide, en vue de bien poser le problème et de le simplifier, les conditions suivantes sont imposées :

- **Sur l'interface barrage réservoir Γ_1** : au niveau de cette limite, la liaison entre les interfaces des deux sous-domaines est considérée comme étant parfaite, c'est-à-dire que la continuité de déplacement et l'équilibre des contraintes doivent être vérifiés, et que l'interface fluide ne pourra pas s'écarter de celle du solide (fig. IV), cette condition est exprimée comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho_f \dot{v}_n \quad (\text{IV.11})$$

Où \dot{v}_n désigne la projection des accélérations des particules sur la normale \mathbf{n} à la face amont du barrage.



- **Sur la face inférieure du réservoir Γ_2** : les effets des sédiments et des alluvions se trouvant au fond de réservoir ont été modélés par les auteurs des travaux précédents [CIA], en considérant un coefficient de réflexion α qui caractérise la réflectivité du fond du réservoir, le coefficient α est défini comme le rapport de l'amplitude de l'onde de pression réfléchie et de l'amplitude de celle propagée. Pour le cas considéré dans cette étude le séisme et le fond sont horizontaux et les effets de réflexion sont négligés et la condition au niveau de cette surface s'écrit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (\text{IV.12})$$

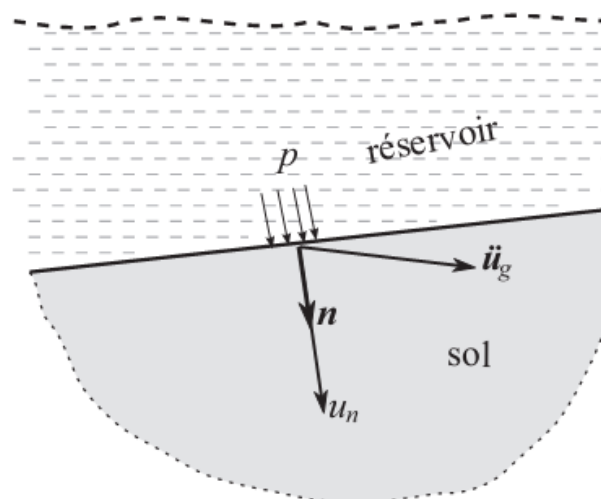


Fig.IV.4 : Condition aux limites sur le fond

➤ **Sur la surface libre du réservoir Γ_3 :**

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

La condition de la surface libre qui est souvent adoptée est donné par :

$$p = p_{atm} \Rightarrow p = 0 \quad (IV.13)$$

Cette relation qui traduit l'égalité entre la pression au niveau de la surface libre de réservoir et la pression atmosphérique, en négligeant de ce fait l'effet des ondes de surface. Ceci est acceptable puisque, bien que les ondes de surface puissent être importantes dans les cas de petits réservoirs, comme les châteaux d'eau, elles peuvent être négligées dans le cas des barrages [CIA]. Toutefois, les effets des ondes de surfaces peuvent être prises en compte en considérant une surface moyenne pour laquelle toute élévation ou abaissement de la surface actuelle d'une hauteur h se traduit par une variation de pression pouvant être prise isostatique :

$$p = \rho_f gh \quad (IV.14)$$

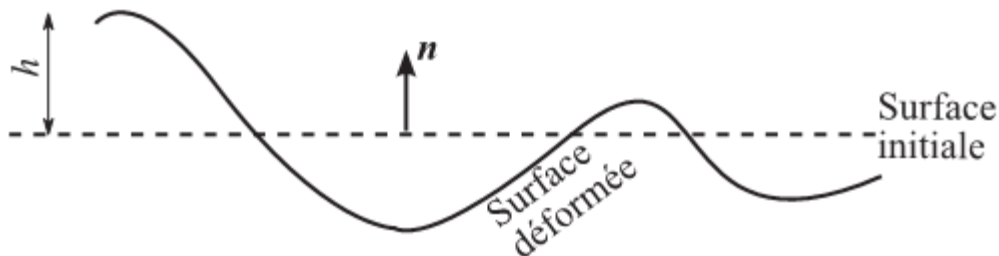


Fig.IV.3 : Fluctuations de surface libre. [SEG]

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

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f \ddot{h} \quad (IV.15)$$

Si on néglige l'effet des ondes de surface représenté par l'équation (IV.14), on obtient la condition suivante sur la surface libre moyenne de l'eau :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (IV.16)$$

➤ **Sur la limite de troncature Γ_4 :**

Pour délimiter le réservoir infini, on doit imaginer une frontière non-réfléchissante verticale placée à une certaine distance de l'amont pour absorber les ondes de pression propagées. Dans notre cas on impose la condition présentée par Zienkiewicz et Newton pour les limites de radiation [CIA].

Donc le problème mathématique revient à résoudre le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nabla^2 p - \frac{1}{C^2} \ddot{p} = 0 & \Omega_f \\ \frac{\partial p}{\partial n} = \rho_f \dot{v}_n & |\Gamma_1 \\ \frac{\partial p}{\partial n} = 0 & |\Gamma_2 \\ p = 0 & |\Gamma_3 \\ \frac{\partial p}{\partial n} = 0 & |\Gamma_4 \end{array} \right. \quad (\text{IV.21})$$

Chapitre V:
METHODE DES
ELEMENTS FINIS

A) Méthode des éléments finis :

I Introduction :

La méthode des éléments finis fait partie des outils de numérique en mathématiques appliquées. En analyse numérique, la méthode des éléments finis est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles (EDP). Celles-ci peuvent par exemple représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques (mécaniques, thermodynamiques, acoustiques, etc....).

Mathématiquement, Il s'agit de remplacer un problème compliqué pour lequel à priori on ne connaît pas de solution par un problème discret relativement plus simple que l'on sait résoudre.

Elle consiste à discrétiser un domaine continu puis à utiliser une approximation des variables inconnues aux nœuds du domaine discret pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques, elle fait appel aux trois domaines suivants :

- Sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles.
- Méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques.
- Programmation et informatique pour exécuter efficacement et rapidement les calculs sur ordinateur.

II Généralités :

Un modèle mathématique d'un système physique fait intervenir plusieurs variables ou fonctions dites 'exactes' $U_{ex}(x)$: température, vitesse, pression ... dans un but bien précis, on veut représenter cette fonction par d'autres fonctions approchées $U(x)$ tel que l'erreur :

$$e(x) = U(x) - U_{ex}(x) \tag{V-1}$$

Soit assez 'petite' pour le but visé.

Pour construire cette fonction on peut, choisir un ensemble fini de fonctions dépendantes de n paramètres a_i : $u(x, a_1, a_2, \dots, a_n)$ inconnus, déterminer les paramètres pour satisfaire la condition de convergence (V-1). En plus ces fonctions doivent être facilement maniables sur la machine.

Le plus souvent les fonctions sont linéaires en a_i :

$$U(x) = p_1(x)a_1 + p_2(x)a_2 + \dots p_n(x)a_n \quad (\text{V-2})$$

$$U(x) = \langle P_1(x), P_2(x), \dots, P_n(x) \rangle \cdot \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_n \end{Bmatrix} = \langle p \quad (\text{V-3})$$

$$\rangle \{a_i\}$$

Où : P_1, P_2, \dots, P_n sont des fonctions connues, linéairement indépendantes, tel que des polynômes, et a_1, a_2, \dots, a_n sont les paramètres de l'approximation.

Si on choisit comme paramètres a_i les valeurs de la fonction U_{ex} en n points, appelés nœuds de coordonnées x_1, x_2, \dots, x_n , où la fonction U_{ex} coïncide avec U :

$$\begin{cases} U(x_1) = U_{ex}(x_1) = U_1 \\ U(x_2) = U_{ex}(x_2) = U_2 \\ \vdots \\ U(x_n) = U_{ex}(x_n) = U_n \end{cases} \quad (\text{V-4})$$

La fonction précédente s'écrit alors :

$$U(x) = N_1(x)U_1 + N_2(x)U_2 + \dots N_n(x)U_n \quad (\text{V-5})$$

$$U(x) = \langle N_1(x), N_2(x), \dots, N_n(x) \rangle \cdot \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_n \end{Bmatrix} = \langle N \quad (\text{V-6})$$

$$\rangle \{U_n\}$$

- U_1, U_2, \dots, U_n , sont les paramètres nodaux ou variables nodales de l'approximation.
- La relation (V-3) définit une approximation non nodale.
- La relation (V-5) définit une approximation nodale.
- Les fonctions $P(x)$ sont les fonctions de base de l'approximation.
- Les fonctions $N(x)$ sont les fonctions d'interpolation.

Les deux relations (V-4) et (V-5) nous fournissent les deux propriétés fondamentales de l'approximation nodale.

Comme $U(x_i) = U_i$, alors les fonctions N_i vérifient :

$$N_j(x_i) = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases}$$

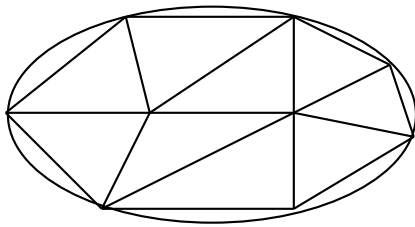
L'erreur d'approximation définie par (1) est nulle en tous les nœuds x_i

$$E(x_i) = U_{ex}(x_i) - U(x_i) = 0$$

1) Définition de la géométrie :

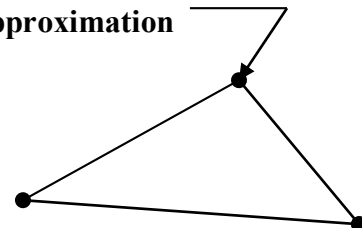
C'est la discrétisation des domaines géométriques, qui consiste en la subdivision du domaine V à étudier en un nombre fini de sous domaines V^e de géométrie assez simple pour qu'on puisse générer facilement des programmes de calculs. Lors de la discrétisation, on doit respecter certaines règles pour que l'approximation suivante tende vers l'égalité. [ZEI]

$$V \approx V_a = \sum V^e$$



Domaine d'étude

**Nœud géométrique
et d'approximation**



Élément triangulaire

Fig.V.1 : Exemple de discrétisation en éléments finis. [DHA]

Lors d'une discrétisation d'un domaine géométrique les règles suivantes doivent être respectées :

- Tout élément est d'intérieur non vide.
- Il ne doit pas y avoir de vide entre les éléments.
- L'intersection entre deux éléments distincts ne peut être que réduite soit à l'ensemble vide, soit à un point ou une arête dans le cas de 2D ou une surface en 3D.
- Un nœud appartenant à deux éléments doit être défini dans chacun des deux.
- Les angles proches de 0° et 180° doivent être évités.

Le résultat du procédé de discrétisation doit générer 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.

2) Élément de référence [DHA] :

Un élément de référence est un élément de forme géométrique très simple repéré dans un espace de référence ξ (ζ, η) et pouvant être transformé en élément réel repéré dans l'espace réel X (x, y) par une transformation géométrique τ bijective. (Figure V.2).

La transformation τ^e dépend des coordonnées de l'élément réel V^e , il y'a donc tant de transformations que d'élément :

$$\tau: \xi \rightarrow X^e = X^e(\xi, x_i, x_j, x_k)$$

Les transformations τ doivent générer des éléments réels qui satisfassent les règles de partition citées précédemment. L'écriture suivante est utilisée pour sa simplicité, vu que τ est linéaire en $\{x_n\}$.

$$\tau: \xi \rightarrow X(\xi) = [N(\xi)]\{x_i\}$$

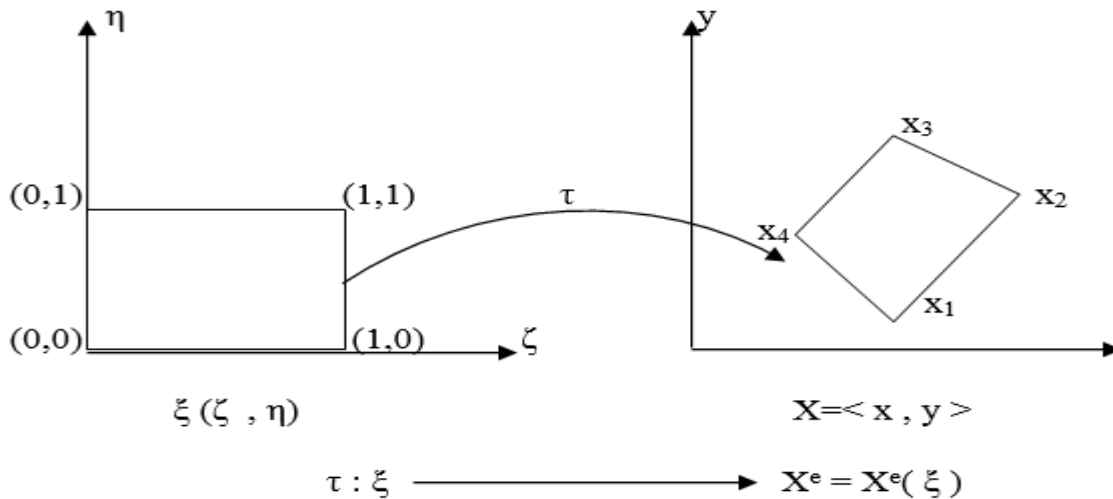


Fig.V.2 : Exemple un élément de référence en éléments finis [SOUF]

De plus les fonctions de transformations sont choisies identiques pour toutes les coordonnées :

$$X(\xi) = \langle \bar{N}(\xi) \rangle * \{x_n\} \quad (V-7)$$

$$Y(\xi) = \langle \bar{N}(\xi) \rangle * \{y_n\} \quad (V-8)$$

$$Z(\xi) = \langle \bar{N}(\xi) \rangle * \{z_n\} \quad (\text{V-9})$$

Les fonctions N_i sont habituellement des polynômes en ξ appelées « fonctions de transformations géométriques ».

Remarque :

- La transformation géométrique τ peut être interprétée comme un simple changement de variables : $X(x, y) \rightarrow \xi(\zeta, \eta)$

- Les coordonnées $\xi(\zeta, \eta)$ peuvent être considérées comme un système de coordonnées locales liées à chaque élément. Figure. V.3

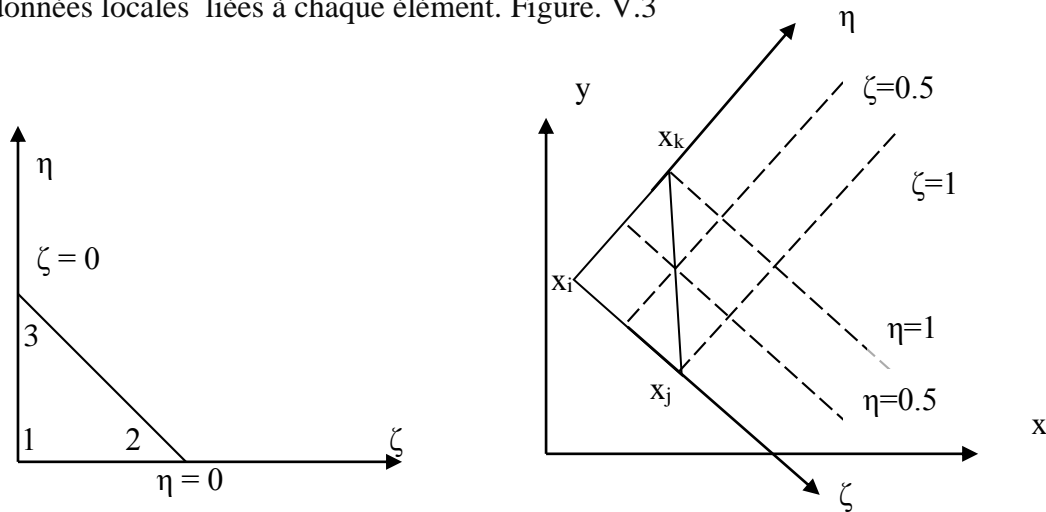


Fig.V.3 : Exemple un élément de référence en éléments finis. [SOUF]

Le problème variationnel s'écrit en forme forte via la méthode de Galarkin :

$$W = \int_{\Omega} \delta P (\nabla^2 P - \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2}) d\Omega \quad (\text{V.10})$$

La forme faible :

$$W = \int_{\Omega} \delta P \nabla P \nabla P d\Omega - \int_{\Omega} \delta P \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d\Omega + \int_{\Gamma} \delta P \frac{\partial P}{\partial n} d\Gamma \quad (\text{V.12})$$

$$= 0$$

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 0 \quad (\text{V.13})$$

$$W_3 = \sum_{i=1}^5 \int_{\Gamma_i} \delta P \frac{\partial P}{\partial n} d\Gamma \quad (\text{V.14})$$

Remplaçons $\frac{\partial P}{\partial n}$ par ces valeurs sur chaque limite :

$$W_3 = \int_{\Gamma_1} \delta P (-\rho \ddot{U} \vec{n}) d\Gamma + \int_{\Gamma_3} \delta P \frac{1}{g} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d\Gamma + \int_{\Gamma_4} \delta P - \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} d\Gamma \quad (\text{V.15})$$

En multipliant le tout par (-1) :

$$W = \int_{\Omega} \delta P \nabla P \nabla P d\Omega + \int_{\Omega} \delta P \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d\Omega + \int_{\Gamma_1} \delta P (\rho \ddot{U} \vec{n}) d\Gamma + \int_{\Gamma_3} \delta P \frac{1}{g} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d\Gamma + \int_{\Gamma_4} \delta P \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} d\Gamma \quad (\text{V.16})$$

Remarque : Dans notre cas d'étude, on néglige l'effet de fluctuation des ondes surfacique sur la surface libre, et dans la limite de troncature on suppose que le gradient de la pression est nul.

Donc l'équation :

$$W = \int_{\Omega} \delta P \nabla P \nabla P d\Omega + \int_{\Omega} \delta P \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d\Omega + \int_{\Gamma} \delta P \frac{\partial P}{\partial n} d\Gamma + \int_{\Gamma_1} \delta P (\rho \ddot{U} \vec{n}) d\Gamma \quad (\text{V.17})$$

Discrétisation spatiale :

Le domaine réservoir étant discrétisé en élément finis, nous utilisons l'élément « Triangulaire à 3 nœuds ». On va présenter la fonction de forme et de variable nodale pour un élément fluide (P) de un degré de liberté par nœud.

On a alors : $U = N_u U_n$

Avec :

$$\begin{cases} N_{ui} = \begin{bmatrix} N_i & 0 \\ 0 & N_i \end{bmatrix} : \text{Fonction de forme} \\ U_i = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix} : \text{Variable nodale} \end{cases} \quad (\text{V.18})$$

Et : $P = N_p P_n$

Avec : $\begin{cases} N_p = \langle N_i \rangle : \text{Fonction de forme} \\ P_1 = \{P_i\} : \text{Variable nodale} \end{cases}$

Remplaçons dans l'équation (33) par (5.2) et (5.1) :

$$\begin{aligned}
W = & \int_{\Omega} \delta P_n^T \nabla N_n^T \nabla N_p P_n d\Omega + \int_{\Omega} \delta P_n^T N_n^T \frac{1}{C^2} N_p \ddot{P}_n d\Omega \\
& + \int_{\Gamma_1} \delta P_n^T N_n^T \rho N_u \vec{n} \ddot{U}_n d\Gamma + \int_{\Gamma_3} \delta P_n N_p \frac{1}{g} N_p \ddot{P}_n d\Gamma \\
& + \int_{\Gamma_4} \delta P_n^T N_n^T \frac{1}{C} N_p \dot{P}_n d\Gamma = 0
\end{aligned} \tag{V.18}$$

Simplifions δP_n (perturbation quelconque) et regroupons les facteurs de \ddot{P}, \dot{P}, P et \ddot{U}_n :

$$\begin{aligned}
& \left(\int_{\Omega} N_n^T \frac{1}{C^2} N_p d\Omega + \int_{\Gamma_3} N_p \frac{1}{g} N_p d\Gamma \right) \ddot{P}_n + \left(\int_{\Gamma_4} N_n^T \frac{1}{C} N_p d\Gamma \right) \dot{P}_n \\
& + \left(\int_{\Omega} \nabla N_n^T \nabla N_p d\Omega \right) P_n + \left(\int_{\Gamma_1} N_n^T \rho N_u \vec{n} d\Gamma \right) \ddot{U}_n = 0
\end{aligned} \tag{V.19}$$

Le système d'équation gouvernant le problème des surpressions hydrodynamiques dans le volume fluide emmagasiné par le barrage et discrétisé par éléments finis s'écrit sous la forme :

$$\mathbf{S}\ddot{\mathbf{P}} + \mathbf{H}\dot{\mathbf{P}} + \mathbf{D}\mathbf{P} + \mathbf{Q}_p\ddot{\mathbf{U}} = \mathbf{0} \tag{V.20}$$

Le système d'équation (V.20) décrit le domaine fluide discrétisé sous la forme d'un système d'équations aux dérivées totales en temps.

Pour résoudre le système de l'équation (V.20), on peut utiliser plusieurs méthodes de discrétisation en temps basées sur les différences finis (Gear, Runge-Kutta, ...). Dans notre travail on a utilisé la méthode des différences finis de Gear pour tirer profit de sa simplicité et son efficacité à obtenir des résultats fiables.

B) Programmation sous MATLAB R2013a

Nous avons réalisé, en utilisant les ressources du Matlab, un programme de résolution de l'équation aux dérivées partielles (formule (IV.8)) transformé par éléments finis en un système d'équations différentielles ordinaires (formule(V.20)). Le système d'équations différentielles ordinaires en temps est résolu par la méthode des différences finis.

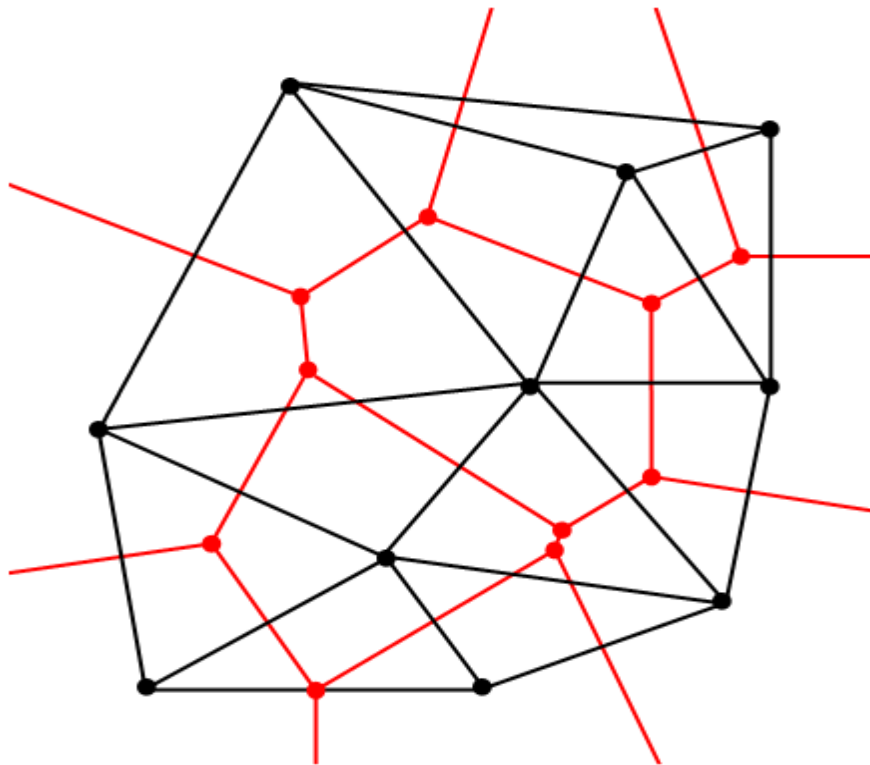
I Triangulation de Delaunay :

Delaunay, est un mathématicien russe qui a étendu les travaux de Voronoï. La triangulation de Delaunay est un type de partitionnement d'un ensemble de points E, positionnés dans un plan formé de triangles dont les sommets sont des objets, et qui à eux tous constituent une partition de l'enveloppe convexe de ces objets.

La triangulation de Delaunay a deux propriétés principales :

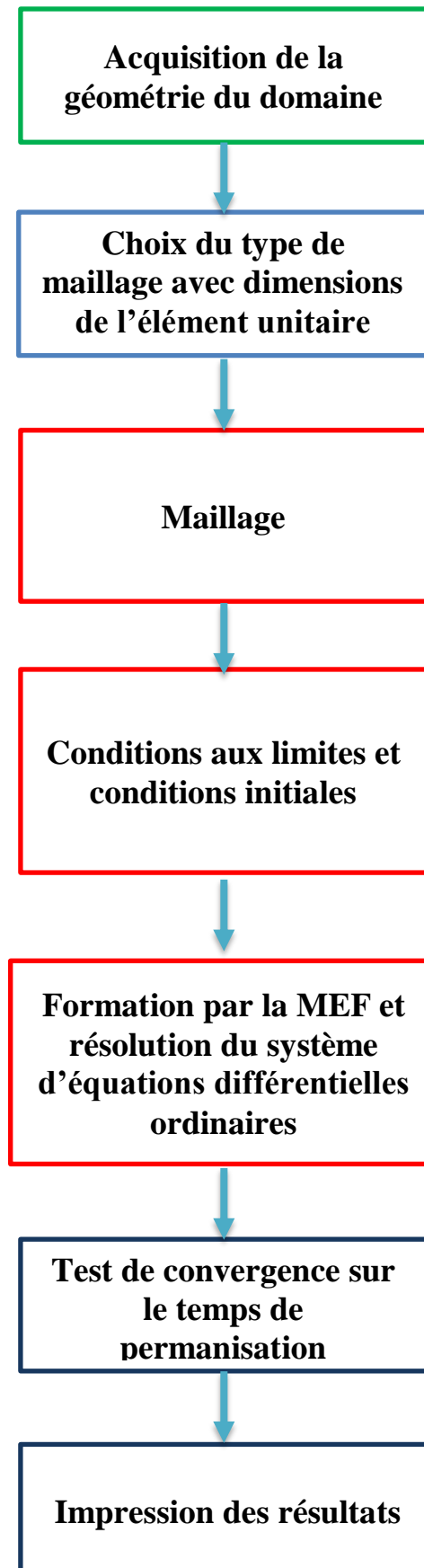
- Le "critère du cercle": un triangle de Delaunay est un triangle qui a comme sommet trois objets, et tel que son cercle circonscrit n'ait en son intérieur aucun autre objet.
- La triangulation de Delaunay est parmi toutes les triangulations de l'ensemble E celle qui maximise l'angle minimum de tous les triangles.

Du point de vue de la théorie des graphes, la triangulation de Delaunay est définie comme le diagramme dual du diagramme de Voronoï de telle façon que deux objets sont liés par un arc dans la triangulation de Delaunay s'ils appartiennent à des régions de Voronoï adjacentes.



FigV.4Triangulation de Delaunay (noire) et diagramme de Voronoï (rouge).

II Organigramme de résolution de l'équation aux dérivées partielles hyperbolique



III Interface graphique



Fig.V.5 : Présentation de l'interface graphique

Nous avons réalisé, en complément du programme de résolution, une interface graphique conviviale interactive et d'utilisation facile pour tout utilisateur désirant résoudre le problème de détermination des surpressions dans le réservoir et en particulier à l'interface barrage réservoir. L'interface constitue un préprocesseur au programme principal permettant de définir le domaine géométrique (forme du parement et du fond du réservoir), le type de discrétisation proposé (maillage uniforme

et maillage raffiné aux singularités), les caractéristiques du fluide (densité et module de compressibilité) et enfin l'action sismique (type, sens et valeurs de l'accélération) sous deux possibilités, constant ou variable par l'intermédiaire de fichier Excel de sismogrammes préalablement enregistrés. L'interface constitue encore un post-processeur au programme principal permettant d'obtenir et d'enregistrer les résultats (maillage, distribution de la pression, le coefficient de surpression, distribution de la pression temporelle) sous forme graphique ou numérique.

Légende de l'interface :

- 1) Espace pour choisir le type du barrage.
- 2) Espace pour choisir le type du séisme.
- 3) Espace pour sauvegarder les résultats de la simulation.
- 4) Espace pour acquérir la géométrie du barrage et les caractéristiques du fluide.
- 5) Espace pour présenter les différents résultats (type du barrage, maillage, distribution de la pression, le coefficient de surpression, évaluation de la pression en fonction du temps).
- 6) Interface de projection (affichage).
- 7) Botton pour lancer le calcul.
- 8) Espace des résultats supplémentaires (nombre des nœuds et des éléments, la position et la grandeur du la pression maximale)
- 9) L'état du fonctionnement de notre application (Busy, done)

Chapitre VI:
VALIDATION-
APPLICATIONS

I Introduction

L'analyse du comportement dynamique des barrages est synonyme de l'analyse de la réponse sismique. Le séisme est principalement le seul effet dynamique qu'une structure, telle qu'un barrage, est amenée à supporter. La représentation statique des forces sismiques est une hypothèse excessivement simplificatrice, car elle élimine totalement la réponse dynamique et les effets inertiels. Cette représentation reste suffisante pour une estimation grossière du comportement dynamique. Il est donc nécessaire d'adopter des techniques de calcul de la réponse permettant d'obtenir, pour les efforts sismiques, la même précision que pour les efforts statiques [SEG].

Dans le cas de notre projet de fin d'étude interaction fluide-structure, l'étude des effets hydrodynamiques avec effet de la compressibilité de l'eau comme réponse sismique du barrage constitue notre préoccupation majeure. Pour le modèle d'eau incompressible, on peut le considéré comme cas limite. Par contre, pour le modèle d'eau compressible, un système d'équations différentielles exprimées en coordonnées géométriques doit être utilisé pour comprendre efficacement la variation non proportionnelle du système barrage-réservoir.

Dans ce chapitre, la réponse dynamique du système d'Oued-Fodda a été déterminée en termes des surpressions nodales dans l'eau du réservoir. La distribution des coefficients de surpressions hydrodynamiques sur le parement amont est déterminée et une comparaison avec des résultats de travaux antérieurs est effectuée. Un résumé des principaux résultats numériques est présenté pour illustrer la performance relative des modèles d'interaction fluide-structure examinés.

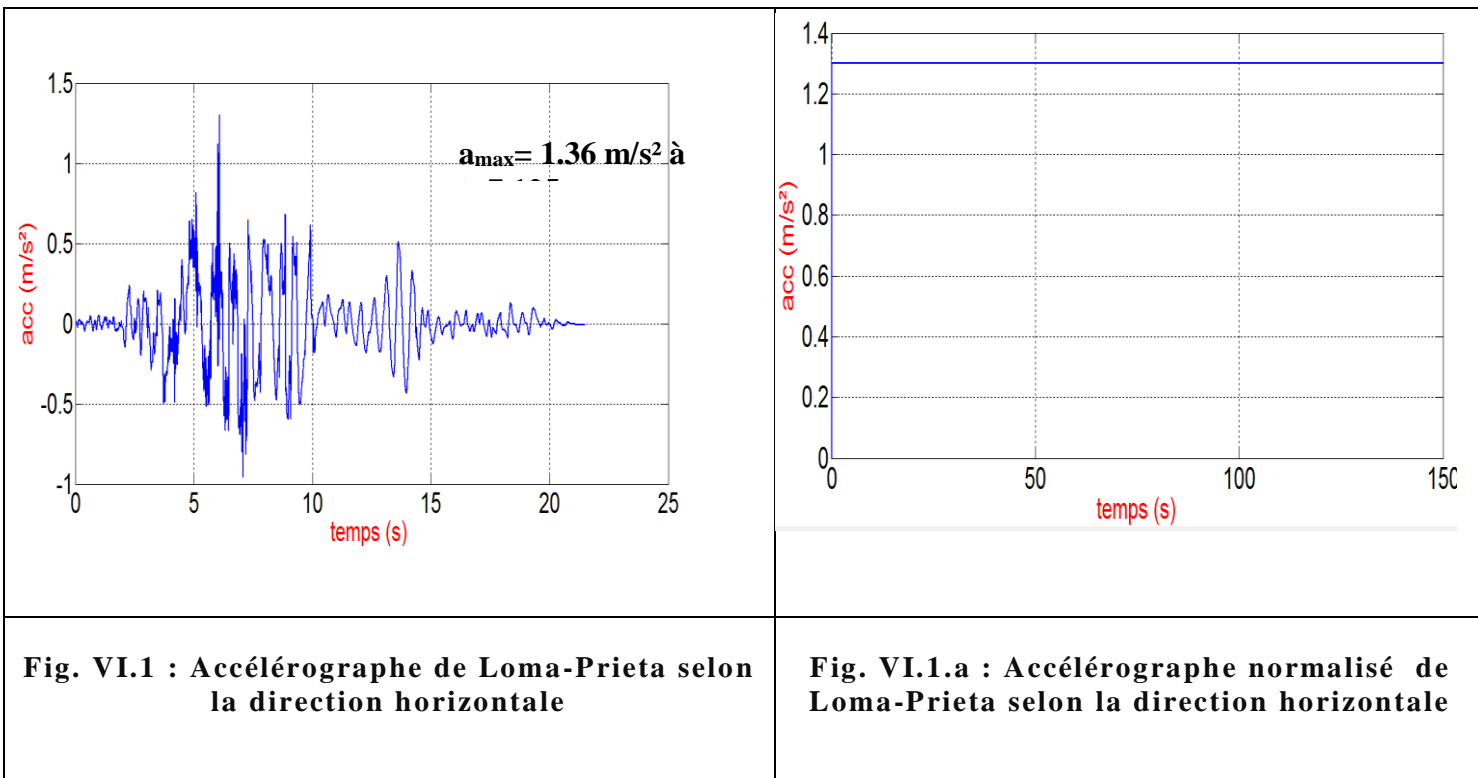
On a subdivisé notre étude en trois parties principales constituant l'ossature de ce chapitre. La première partie est consacrée à l'étude du cas d'un séisme horizontal sur le parement amont du barrage, la deuxième partie est consacrée à l'étude du cas d'un séisme vertical sur le même parement amont du barrage, et la troisième c'est l'application des deux actions simultanées, dans les deux directions, du séisme sur le même barrage.

Nous avons validé nos résultats obtenus avec ceux obtenus par ZANGAR, par Westergaard et par la méthode des équations intégrales aux frontières utilisés auparavant.

II L'excitation dynamique appliquée sur le barrage :

Les excitations dynamiques considérées dans cette étude sont les enregistrements accélérométriques des composantes horizontales du tremblement de terre de Loma Preita du 18/10/1989 à 00 :05 min (CDMG STATION 47379) avec un pas du temps d'enregistrement de 0.0050 sec, pour l'étude de l'influence de l'accélération horizontale sur les surpressions hydrodynamiques à l'intérieur du réservoir du barrage et en particulier à l'interface fluide structure sont représentés sur la Figure VI.1.

Dans le but de tester l'efficacité et la validité de notre programme de calcul établi, l'analyse de l'interaction fluide-structure dans le barrage Oued Fodda est d'abord effectuée sur la base d'hypothèse d'un barrage rigide où les solutions analytique de Westergaard et expérimentale de Zangar sont applicable. On considère que l'eau dans le réservoir est compressible.



Les données du barrage :

TAB.VI.1 : Caractéristiques du Barrage Oued Fodda.[SEGM]

Barrage	ρ_b (Kg/m ³)	ν	E(MPa)	H _b (m)	L _b (m)	H _c (m)	L _c (m)	f _m	f _v
Oued-Fodda (DZ)	2640	0.2	24600	101	65.5	4.6	5.0	0.1	0.55

Avec : H_f=95.5m ; $\rho_f = 1000 \text{ kg/m}^3$ et K=2.0736 10⁹ Pa

La célérité de l'onde dans l'eau déduite est telle que : $\frac{1}{c^2} = \frac{\rho_f}{K}$

Soit : $C = 1440 \text{ m/s}$

A) Partie 1 : Séisme horizontal

La première partie a pour objet l'étude du phénomène d'interaction fluide-structure sous l'effet d'un séisme horizontal sur le parement amont d'un barrage béton poids rigide, en prenant en compte l'influence des différents paramètres.

La distribution de la pression hydrodynamique sur le parement amont du barrage sera représentée par la variation du coefficient de surpression $C_p = \frac{P}{\rho a H}$ en fonction de la profondeur considérée à la profondeur totale du réservoir (Y/H).

A cet effet, on applique un séisme constant sur le corps du barrage, son amplitude représente le pic de l'accélérographe (P.G.A.) de Loma Prieta 1989 et est donnée comme suit: $a_{max} = 1.36 \text{ m/s}^2$

I Barrage de parement amont vertical

1) Maillage :

a) Étude l'influence du maillage sur la convergence :

Le choix de la finesse du maillage est une question essentielle dans les simulations par éléments finis : plus le maillage est fin, moins il contribue aux écarts entre simulation et réalité, mais plus le coût du calcul augmente. Pour effectuer un choix pertinent, il est important de comprendre comment les écarts diminuent lorsque la finesse du maillage augmente.

Afin de déterminer si la définition du maillage a une influence significative sur les résultats, nous avons mis en œuvre un calcul avec le maillage à 116 Nœuds et 192 éléments. Nous nous proposons d'observer la convergence de la solution sur le barrage Oued el Fodda (Chlef) avec une longueur d'influence $L=3 H$, et on passe par trois maillages avec des conditions aux limites appropriées.

Ce cas qu'on va étudier illustre une convergence sur des exemples de barrage verticale, et en déduit quelques principes visant à raffiner les maillages de façon pertinente, c'est-à-dire en optimisant le rapport entre précision des résultats et coût de la simulation pour gagner le temps du calcul dans notre propre programme sous Matlab®.

Nous allons maintenant réaliser plusieurs maillages de ce domaine, et observer comment évoluent les pressions hydrodynamiques sur le parement du barrage lorsque nous raffinons le maillage.

i. Convergence avec des maillages uniformes :

Dans un premier temps, nous étudions les trois maillages uniformes des figures suivantes Fig.VI.3 .4.5.

Entre chaque maillage, la finesse caractéristique des éléments a été changée de façon croissante, jusqu'à convergence vers une solution stable.

- **Finesse1** :N=116 nœuds, T=192 éléments

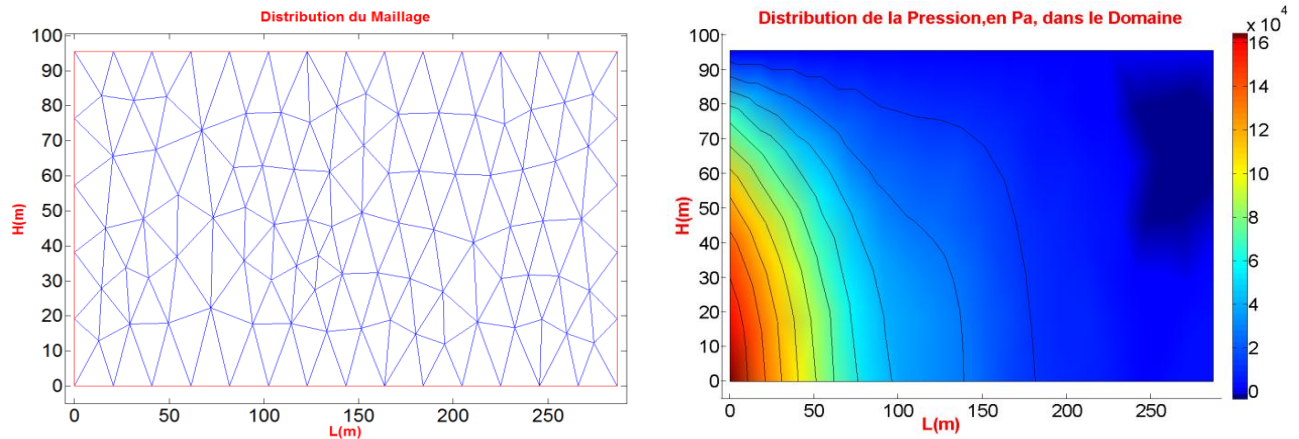


Fig.VI.2 : Présentation du maillage et des résultats pour la finesse 1.

- **Finesse 2**: N=477 nœuds, T=874 éléments

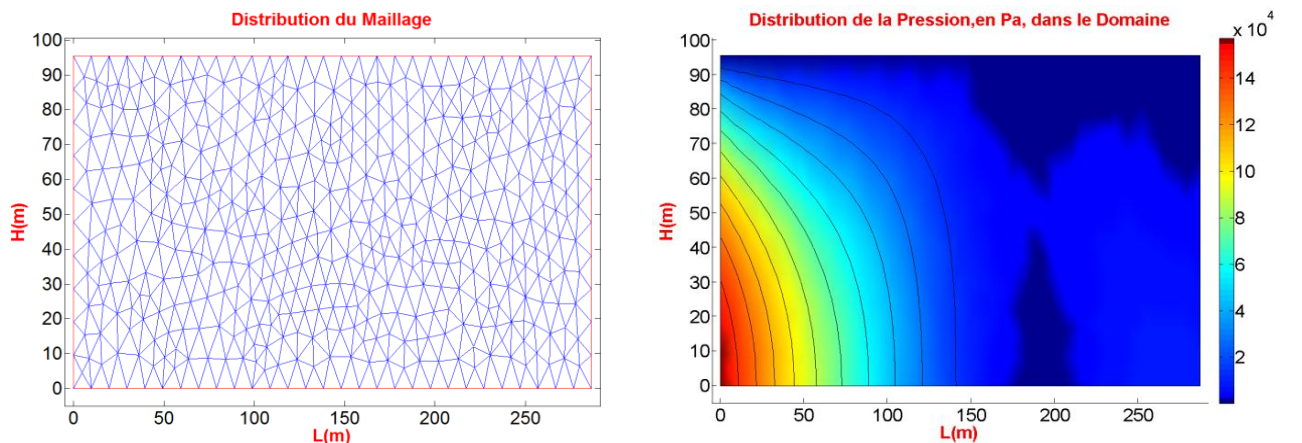


Fig.VI.3 : Présentation du maillage et des résultats pour la finesse 2.

- **Finesse 3:** N=5297 nœuds, T=10300 éléments

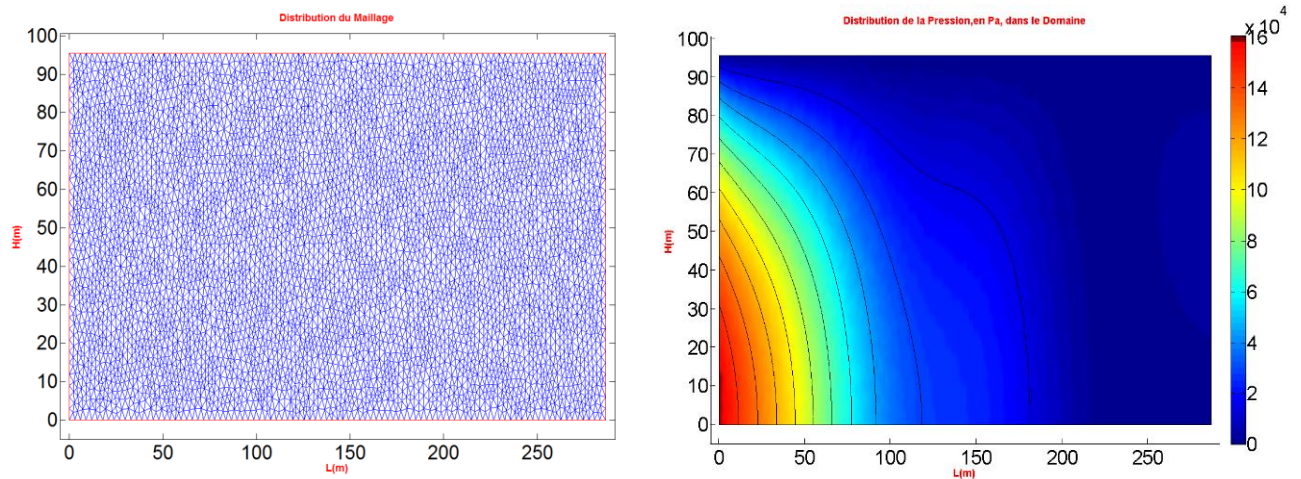


Fig.VI.4 : Présentation du maillage et des résultats pour la finesse1.

Nous nous intéressons ensuite à l'évolution de la distribution des surpressions hydrodynamiques sur le parement amont; dans toutes les simulations, le maximum est localisé au pied du parement amont du barrage (conformément au résultat de Westergaard). Dans le cas de maillage uniforme, les Figures VI.3, VI.4 et VI.5 représentent la taille caractéristique des éléments (à gauche) conjointement avec l'évolution des surpressions sur le domaine fluide (à droite). La Figure VI.6 représente l'évolution des coefficients de surpression (C_p) en fonction de la hauteur normalisé y/H pour différents nombres de nœuds de maillage.

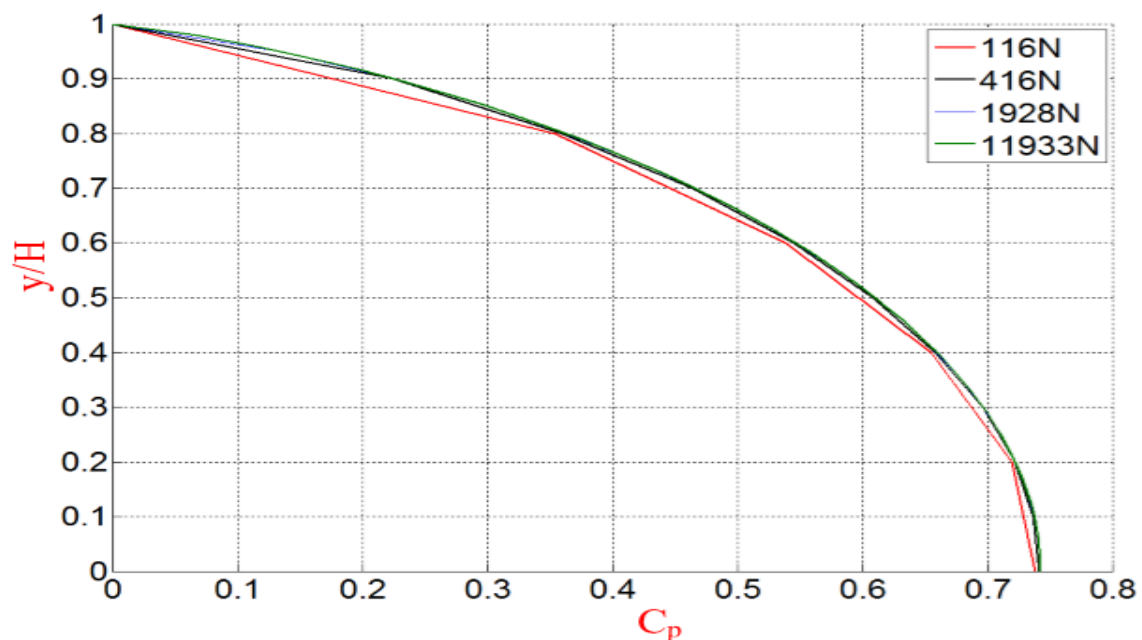


Fig.VI.5 : Présentation des C_p pour chaque finesse de maillage.

ii. Convergence avec maillages non uniformes :

- **Raffiné 1** : N=313 nœuds, T=555 éléments

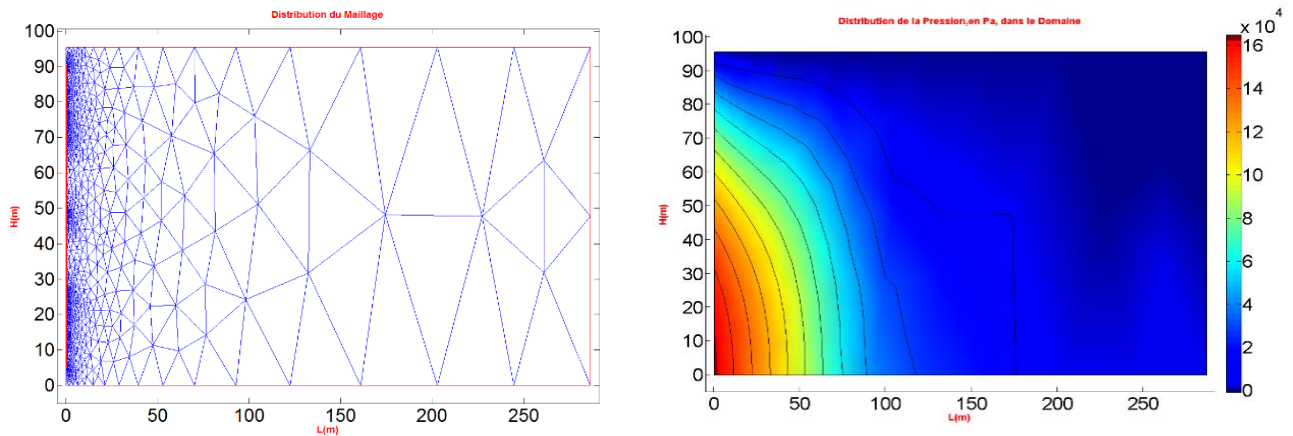


Fig.VI.6 : Présentation du maillage et des résultats pour le Raffiné 1.

- **Raffiné 2** : N=1670 nœuds, T=3124 éléments

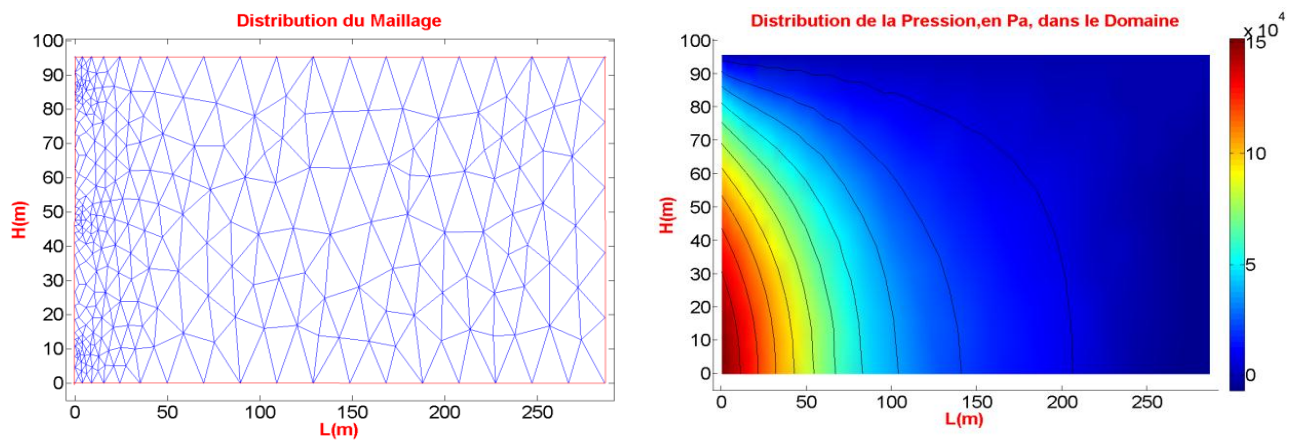


Fig.VI.7 : Présentation du maillage et des résultats pour le Raffiné 2.

- **Raffiné 3** : N=3366 nœuds, T=6410 éléments

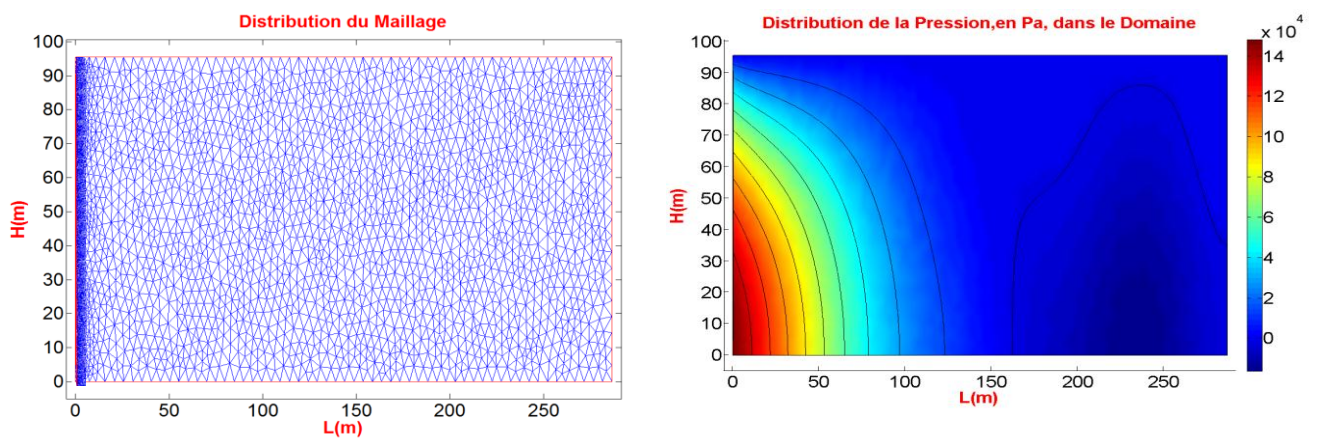


Fig.VI.8 : Présentation du maillage et des résultats pour le Raffiné 3.

Dans le cas de maillage non-uniforme, les Figures VI.7, VI.8 et VI.9 montrent les différents résultats obtenus en fonction de la taille caractéristique des éléments (à gauche) conjointement avec l'évolution des surpressions sur le domaine fluide (à droite). La Figure VI.10 représente l'évolution des coefficients de surpression (C_p) en fonction de la hauteur normalisé y/H pour différents raffinement du maillage différencié par le nombre de nœuds sur la légende.

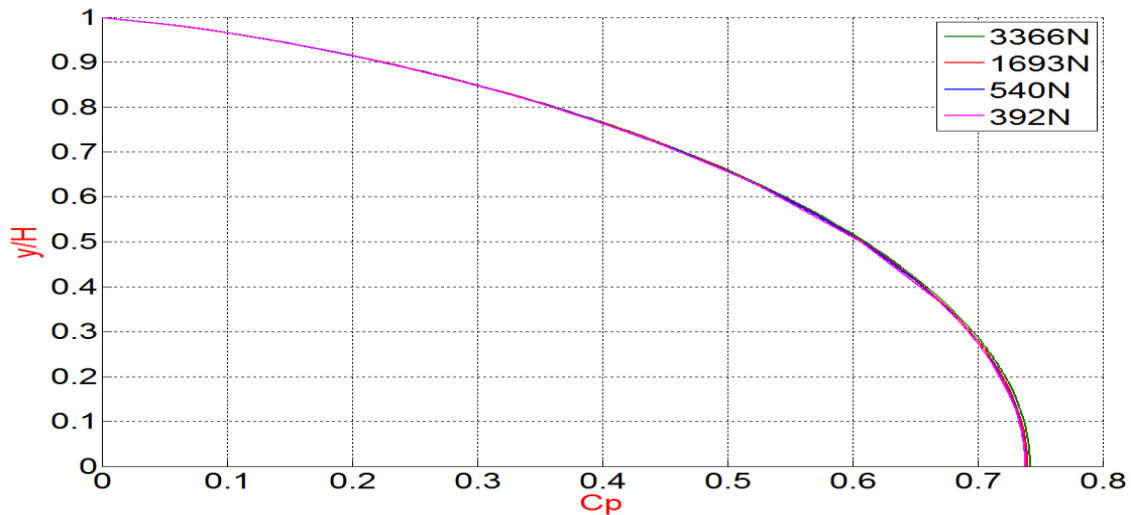


Fig.VI.9 : Présentation des C_p pour chacun des maillages raffinés.

Comparaison :

La Figure VI.10 représente deux courbes du coefficient de surpression, l'une pour le cas de maillage uniforme et l'autre pour le cas de maillage raffiné à l'amont pour fluide incompressible.

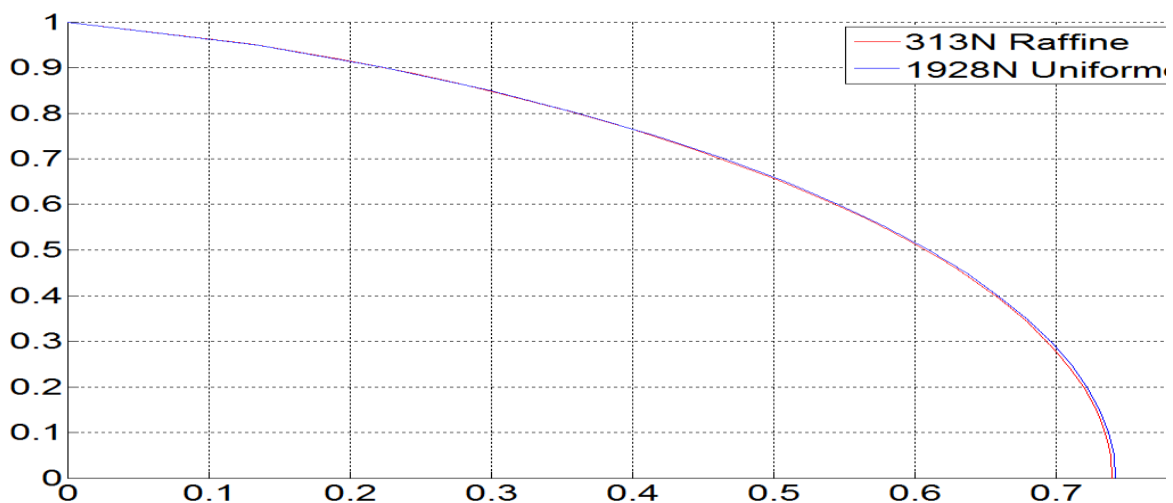


Fig. VI.10 : Comparaison entre deux C_p des deux maillages.

Interprétation des résultats :

Cette étude nous a permis de constater que lorsque l'on raffine le maillage, la solution éléments finis converge bien vers la solution continue, et donc une meilleure efficacité du calcul. En comparant les graphes les plus fines de la Figure VI.11, on voit que le maillage adapté le plus fin qu'à 313 nœuds et 555 éléments, sur la Figure VI.11 donner des écarts plus faibles que le maillage uniforme le qu'à 1928 nœuds et 3598 éléments, et ce qu'il possède près de 3fois moins de de temps du calcul pour chaque exécution.

La meilleure étude dit qu'il n'est pas utile de raffiner le maillage partout de la même façon : les zones où la surpression hydrodynamique varie rapidement nécessitent des éléments plus fins que celles où la contrainte varie peu. Nous avons donc réalisé des maillages adaptés en spécifiant une taille caractéristique des éléments plus faible au bord du parement amont du barrage que dans le reste du domaine.

b) Effet du maillage sur le temps de permanisation :

Dans ce cas-là on étudie le temps nécessaire pour atteindre une convergence des résultats à l'état permanent de l'équation hyperbolique gouvernante. Dans cet état les résultats obtenus sont ceux d'un fluide incompressible.

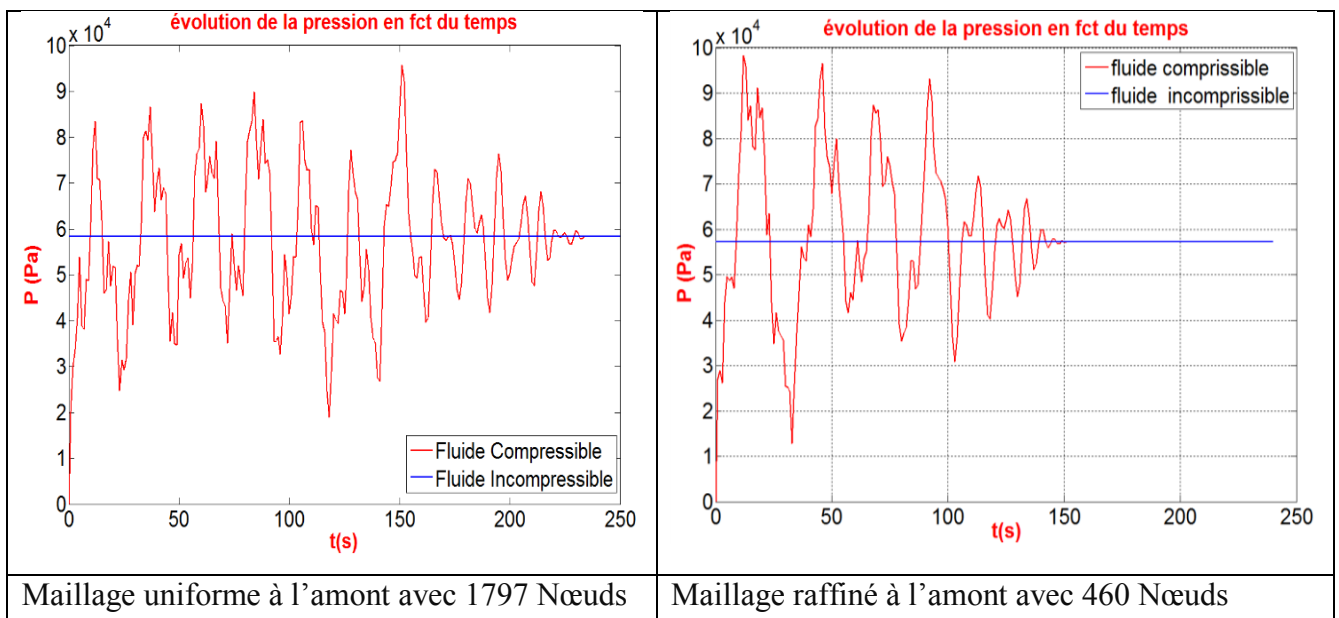


Fig.VI.11: Présentation de l'évolution du temps de calcul pour deux types de maillage.

▪ Interprétation des résultats obtenus :

A partir de la Fig.VI.12, on remarque que dans le cas où le maillage raffiné est de type uniforme comprenant 1797 Nœuds, la simulation numérique prend beaucoup de temps ($t=234s$) pour arriver à l'état permanent, mais avec un maillage raffiné à l'amont comprenant 460 Nœuds seulement, on est arrivé au même état durant un temps très court ($t=146 s$) par rapport au premier (de l'ordre de 50 %).

Donc, le choix du maillage est une étape très importante dans les simulations numériques, par ce que le type du maillage et sa distribution sont des paramètres influents sur la qualité des résultats, la quantité des éléments que la machine va traiter et surtout le temps du calcul de simulations.

c) Effet de la géométrie du barrage sur le choix du maillage :

L'étude de l'effet de la finesse du maillage sur un barrage à parement vertical, de hauteur H et de longueur $3H$, a montré qu'il n'y a qu'une influence minime sur les résultats. Ceci nous a poussés à réétudier cet effet de finesse du maillage sur le cas du barrage à parement composé.

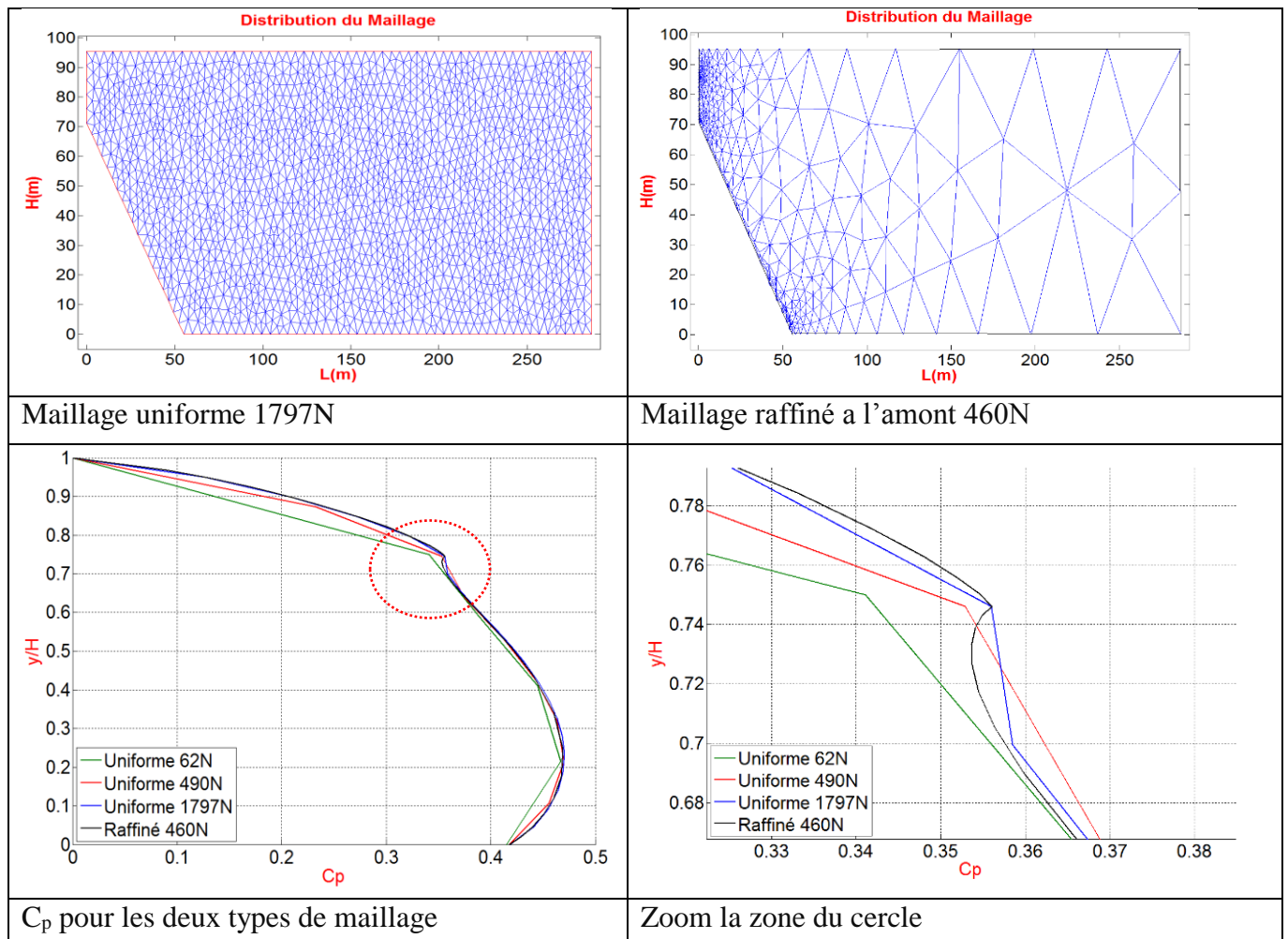


Fig.VI.12 : La différence entre des maillages uniformes et un raffiné à l'amont.

▪ Interprétation des résultats obtenus :

L'étude de l'effet de la finesse du maillage sur un barrage à parement composé montre qu'il y a une influence notable sur la forme de la courbe représentative des distributions de surpression hydrodynamique, particulièrement aux points de jonction des plans du parement.

Conclusion :

Cette partie nous a permis de constater que lorsqu'on choisit le type et le degré de raffinement du maillage, la solution éléments finis converge bien vers la solution continue, et que cette convergence est plus lente au niveau de temps du simulation pour un maillage uniforme que pour le maillage raffiné à l'amont.

2) Longueur :

Dans cette étude on va chercher la longueur nécessaire où se trouve la limite de troncature.

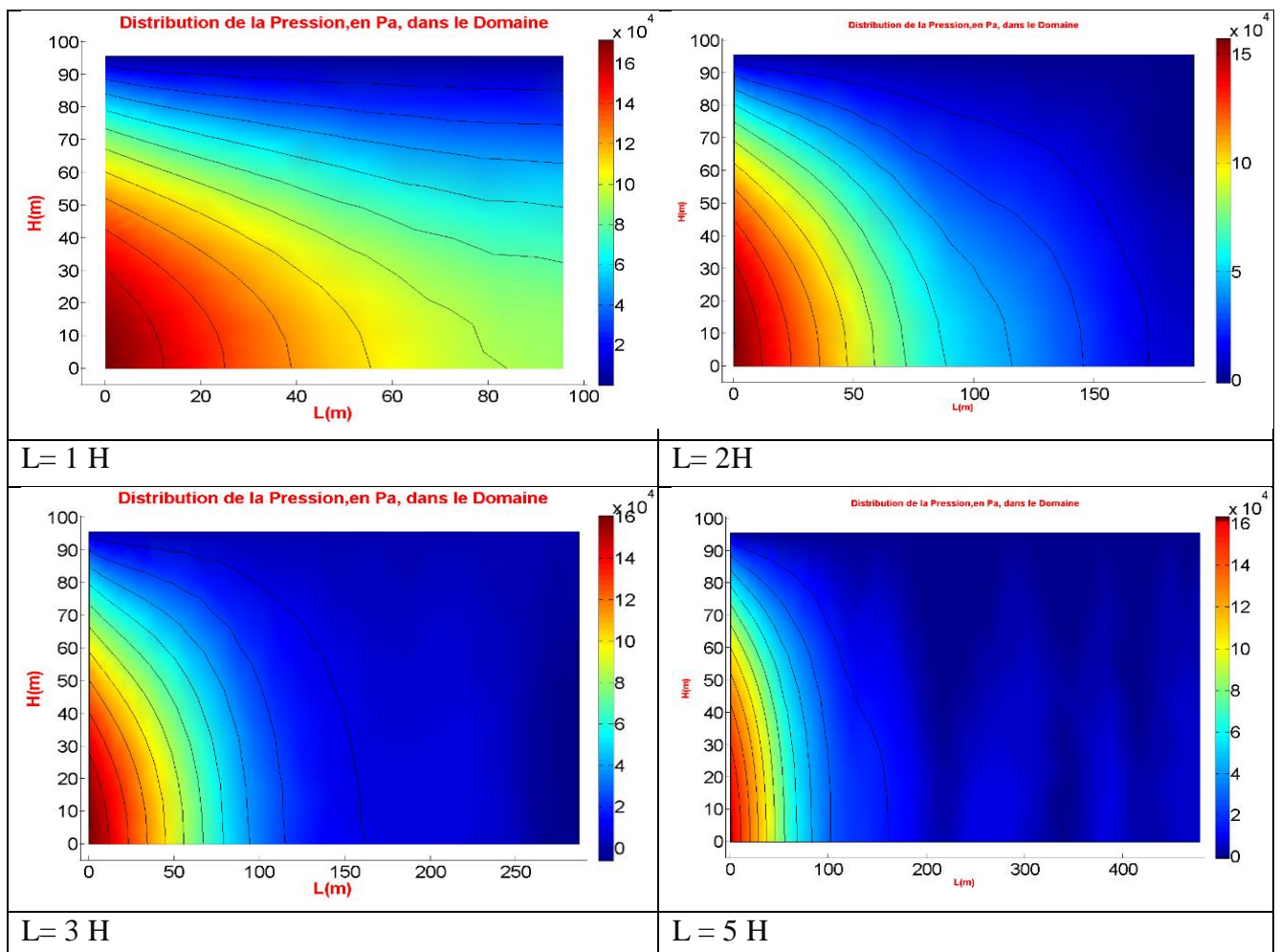


Fig.VI.13 : La distribution de la pression pour les différentes longueurs du barrage.

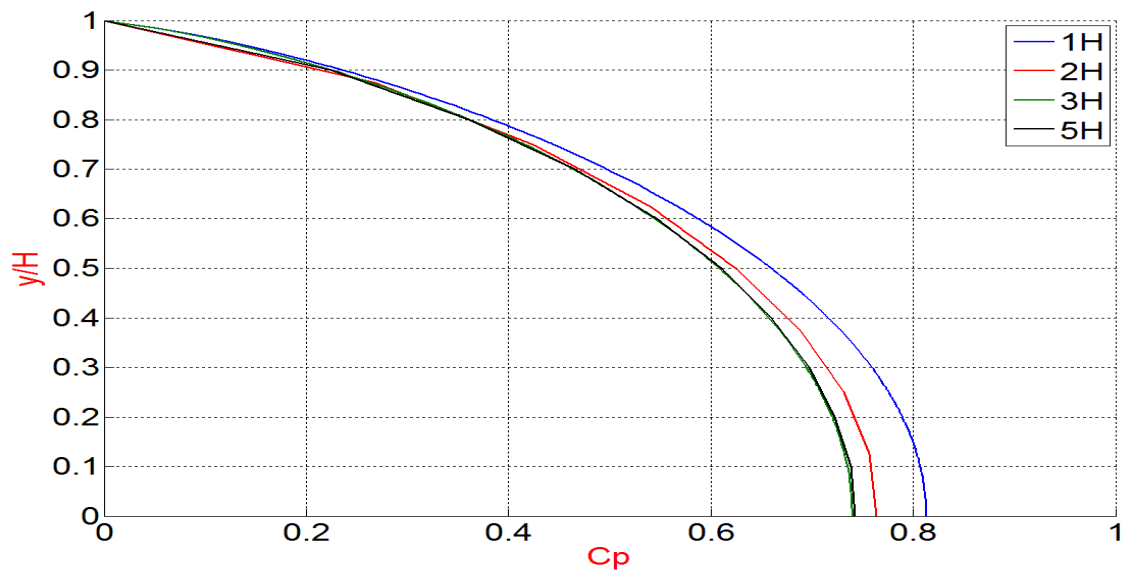


Fig.VI.14 : La variation de coefficient de surpression en fonction de longueur du barrage.

a) Evolution de la pression en fonction du temps :

On applique un séisme constant sur un barrage vertical, et on extrait l'évolution de la surpression hydrodynamique appliquée sur le barrage en fonction du temps. La figure VI.14 représente les différentes pressions en fonction du temps au point maximal de parement amont du barrage.

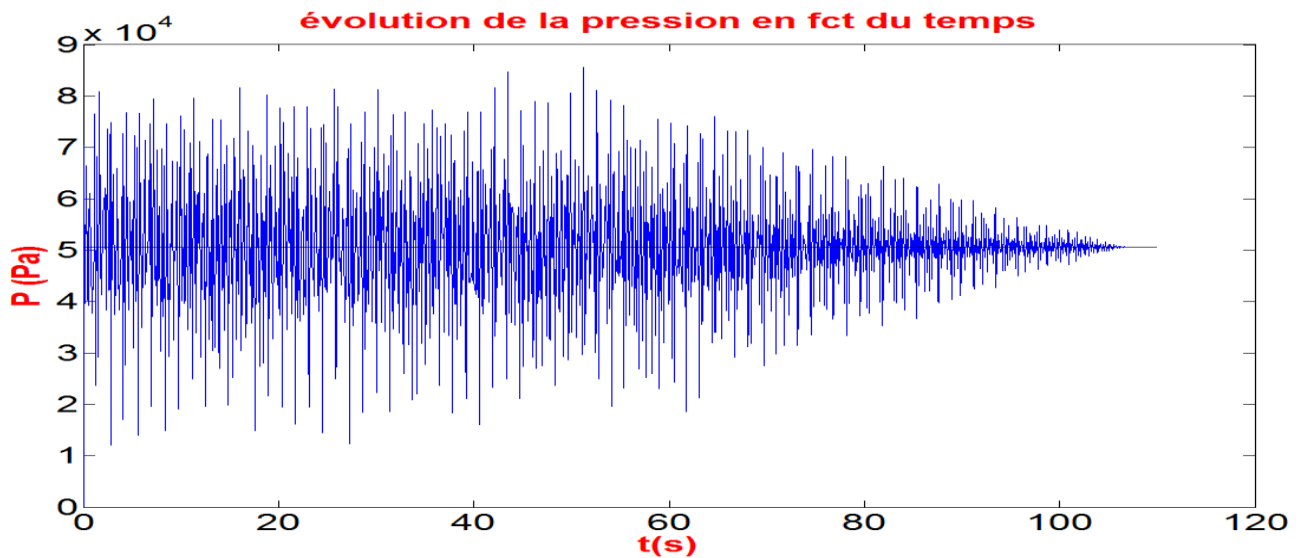


Fig.VI.15 : L'évolution de la pression en fonction du temps.

A partir de ces résultats de pressions on obtient les trois courbes du coefficient de surpression hydrodynamique C_p : $C_{p,\min}$, $C_{p,\text{icomp}}$, $C_{p,\max}$.

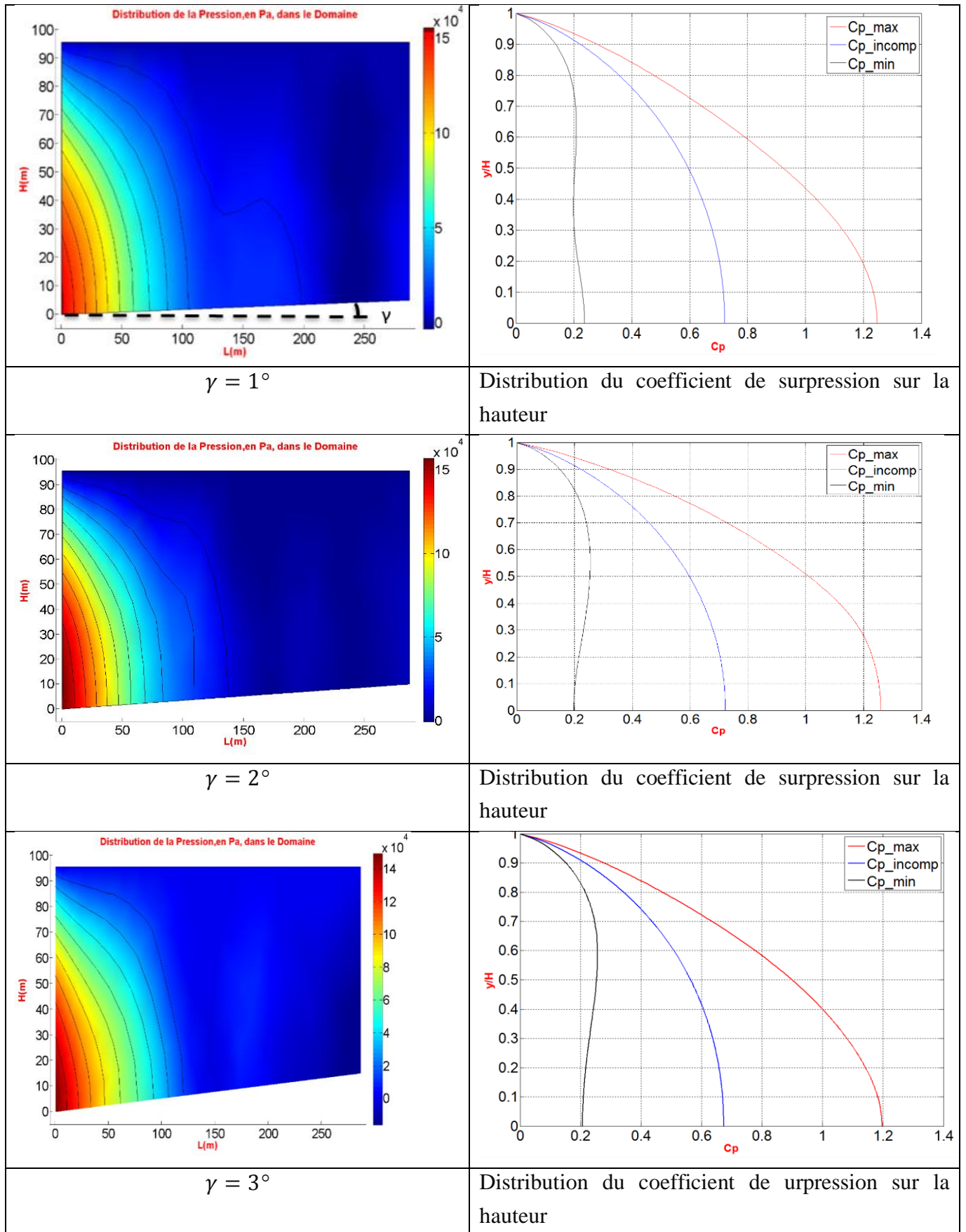


Fig.VI.16: Les distributions de pression et leurs coefficient de surpression en fonction de γ

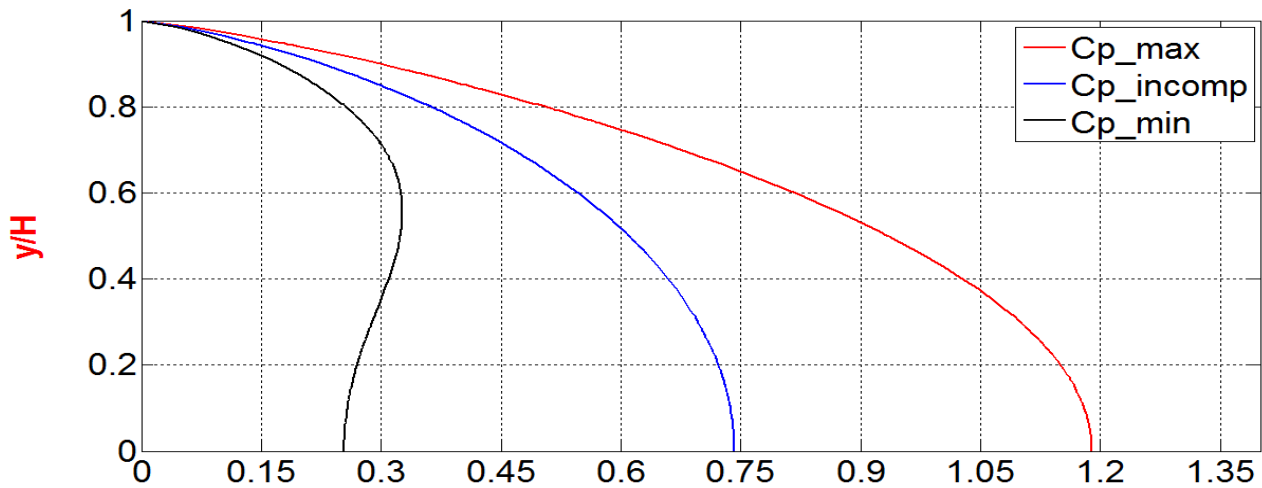


Fig.VI.17 : Evolution du coefficient de surpression en fonction de la hauteur normalisé.

$C_{p_{max}}$: représente la valeur maximale de coefficient de surpression.

$C_{p_{incomp}}$: représente la valeur de C_p à l'état permanent.

$C_{p_{min}}$: représente la valeur minimum de coefficient de surpression.

3) Effet de l'inclinaison de la pente du fond :

Dans ce cas-là, on va étudier l'influence de la géométrie de terrain naturel à l'amont du barrage, aussi on peut représenter les sédiments du fond au cas d'un barrage envasé comme une pente avec une densité importante, et varie l'angle de fond pour les trois cas proposés avec $\gamma = 1^\circ, 2^\circ, 3^\circ$.

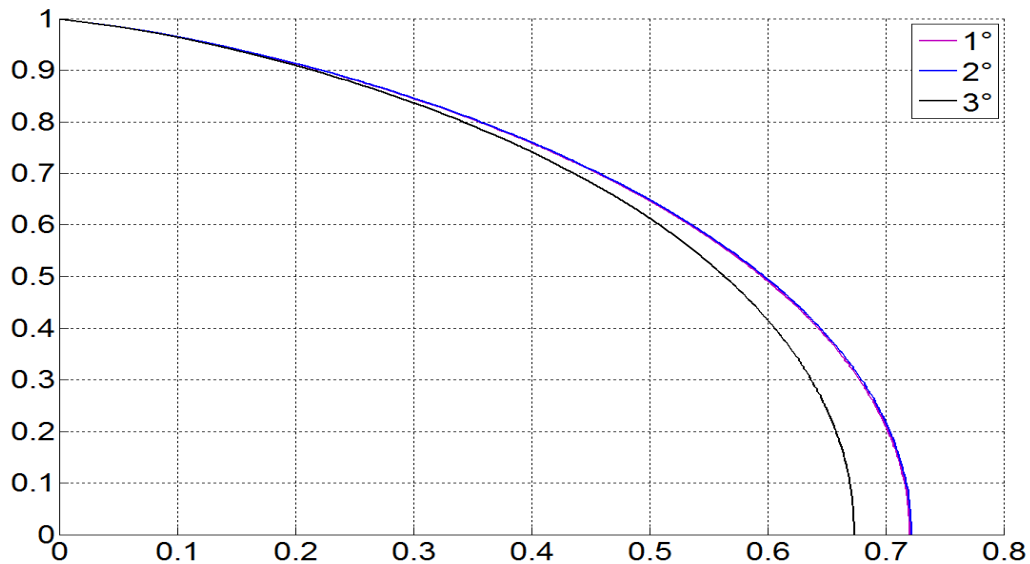


Fig.VI.18 : Distribution des Coefficients de Surpression Hydrodynamique sur Parement vertical avec différentes pentes du fond.

Interprétation :

On remarque que la valeur maximale du coefficient de surpression hydrodynamique appliqué sur le parement amont du barrage se réduit à chaque fois qu'on augmente l'inclinaison du fond.

On trouve toujours que la position de point maximal au fond de parement du barrage. Les pressions maximales qu'on a trouvées dans ces cas sont inférieures à celle du barrage vertical sans inclinaison du fond à cause de l'élimination des forces.

4) Effet de l'inclinaison de parement amont du barrage :

Dans ce cas nous étudions la distribution de la pression hydrodynamique sur le parement amont d'un barrage qui sera représentée par la variation du coefficient de surpression ($C_p = P/\rho ah$) en fonction du rapport de la profondeur considérée à la profondeur totale du réservoir y/h .

Nous avons utilisé deux types de parement amont :

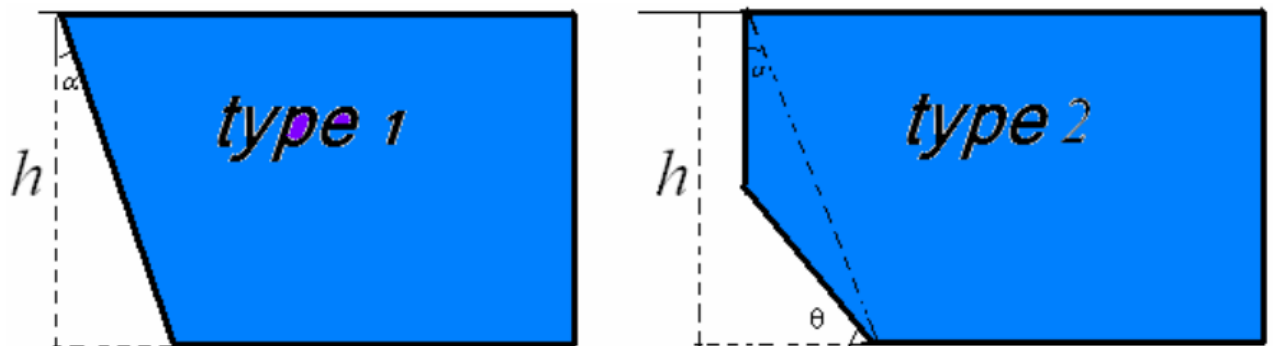


Fig.VI.19 : Type des parements.

Pour chaque cas, on a calculé la distribution de pression hydrodynamique sur le parement amont qui sera représenté par le coefficient de surpression $C_p = \frac{P}{\rho ah}$ en fonction du rapport de la profondeur considérée à la profondeur totale de réservoir (y/H) ; avec : $a = \alpha.g$

a) Types 1 : inclinaison du parement amont à simple fruit :

Les distributions des coefficients de surpressions sur barrages avec parements inclinés à fruit simple sont présentées dans la figure VI.19 pour différentes valeurs de $\beta = (5^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ \text{ et le vertical})$. Le coefficient C_p est représenté en fonction de la distance normalisée y/h .

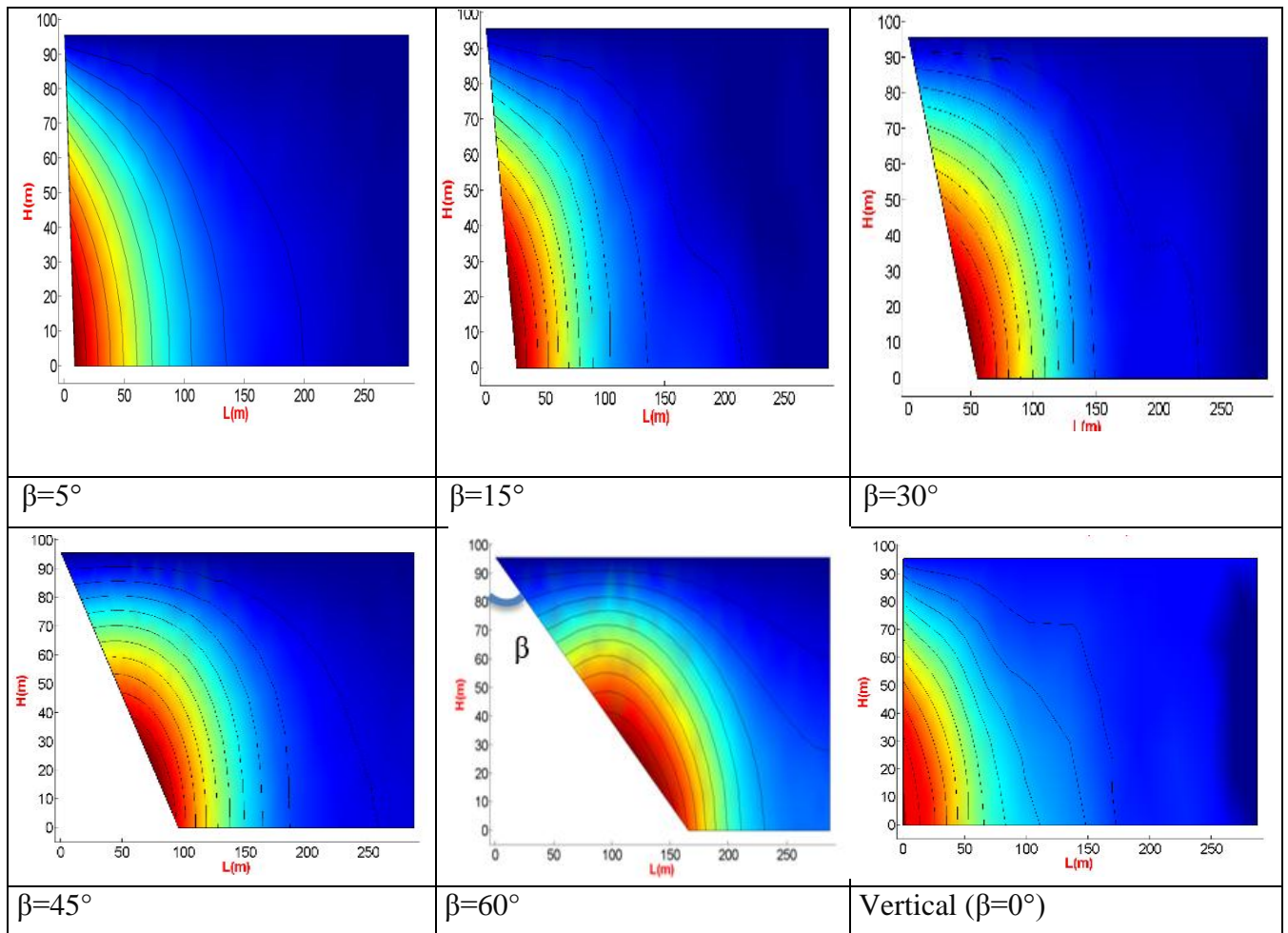
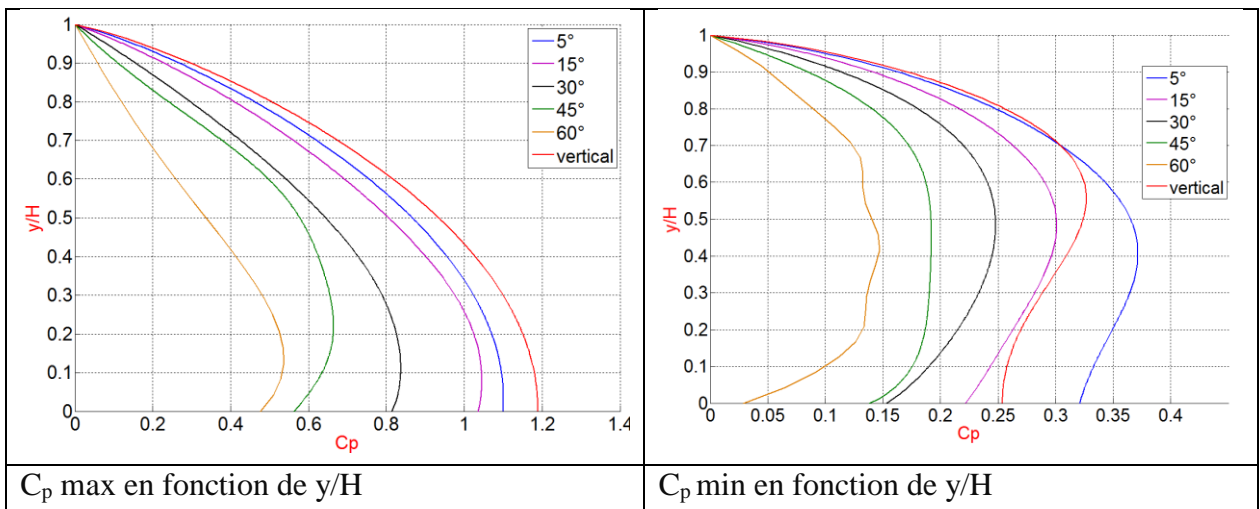


Fig.VI.20 : Schéma des différentes interfaces à fruit simple.



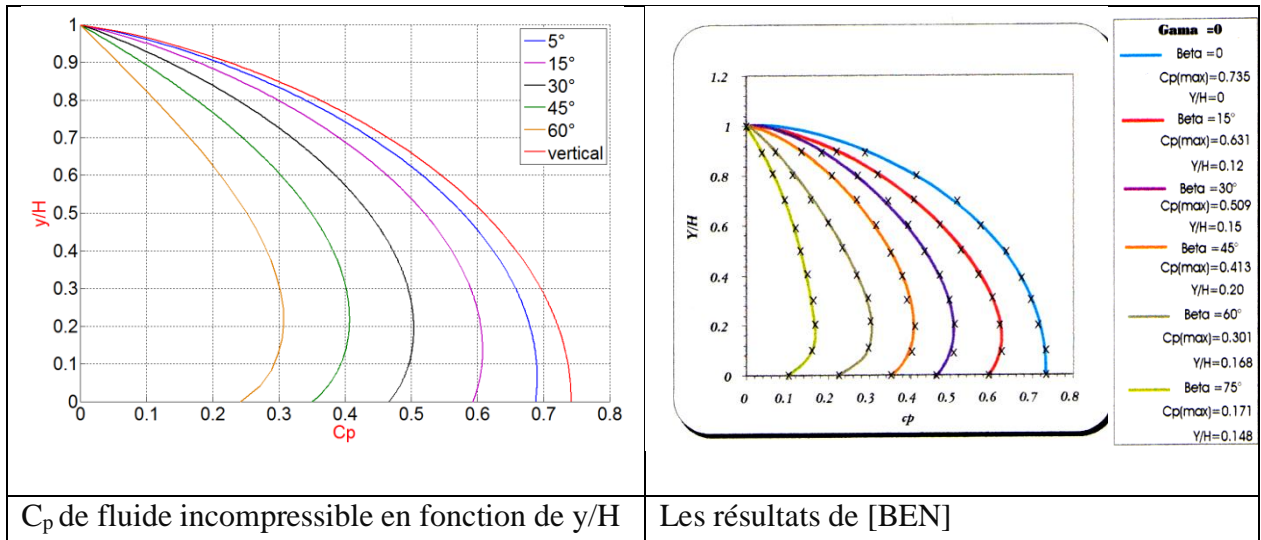


Fig.VI.21 : Comparaison de la variation du coefficient de surpression en fonction du rapport y/H pour différents angles d’inclinaison β .

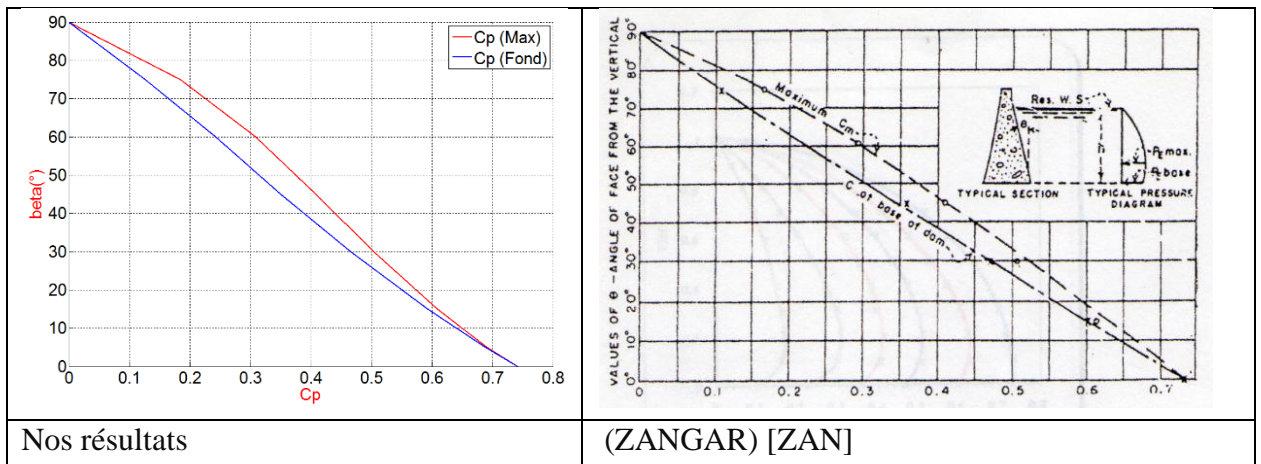


Fig.VI.22 : Comparaison de l’évolution du Coefficient de pression maximale et du Coefficient de pression au fond pour différents angles avec celles du modèle expérimental de ZANGAR.

▪ **Interprétation des résultats :**

L’effet de l’inclinaison de parement amont : Lorsque ce parement n’est pas inclinée, toute l’énergie, et pression par conséquence, est transmise au fluide de réservoir, par contre si ce parement était relativement incliné, on verra une quantité d’énergie se dissiper verticalement, et la position de pression maximale est aussi changé, la Figure VI.21 nous montre ces effets.

La FigureVI.21 montre aussi que le coefficient de surpression C_p diminue avec l’augmentation de l’inclinaison du parement(la valeur la plus petite de C_p est celle correspondant à $\alpha=45^\circ$). La figure aussi montre que l’effet de compressibilité de l’eau augmenté le coefficientde surpression C_p .

Les résultats obtenus d'après notre code de calcul des différents coefficients de surpression sont comparables à ceux correspondant au modèle expérimental de Zangar et ceux de l'ingénierat de [BEN].

b) Type 2 : Parement amont à fruit composée :

Dans ce cas nous étudions l'influence de la variation de la hauteur de la part verticale du parement amont.

Pour chaque cas, on a calculé la distribution de surpression hydrodynamique sur le parement amont qui sera représenté par le coefficient de surpression C_p . Le calcul du coefficient des pressions hydrodynamiques C_p par la méthode des éléments finis est effectué en utilisant le programme de calcul présenté au chapitre V.

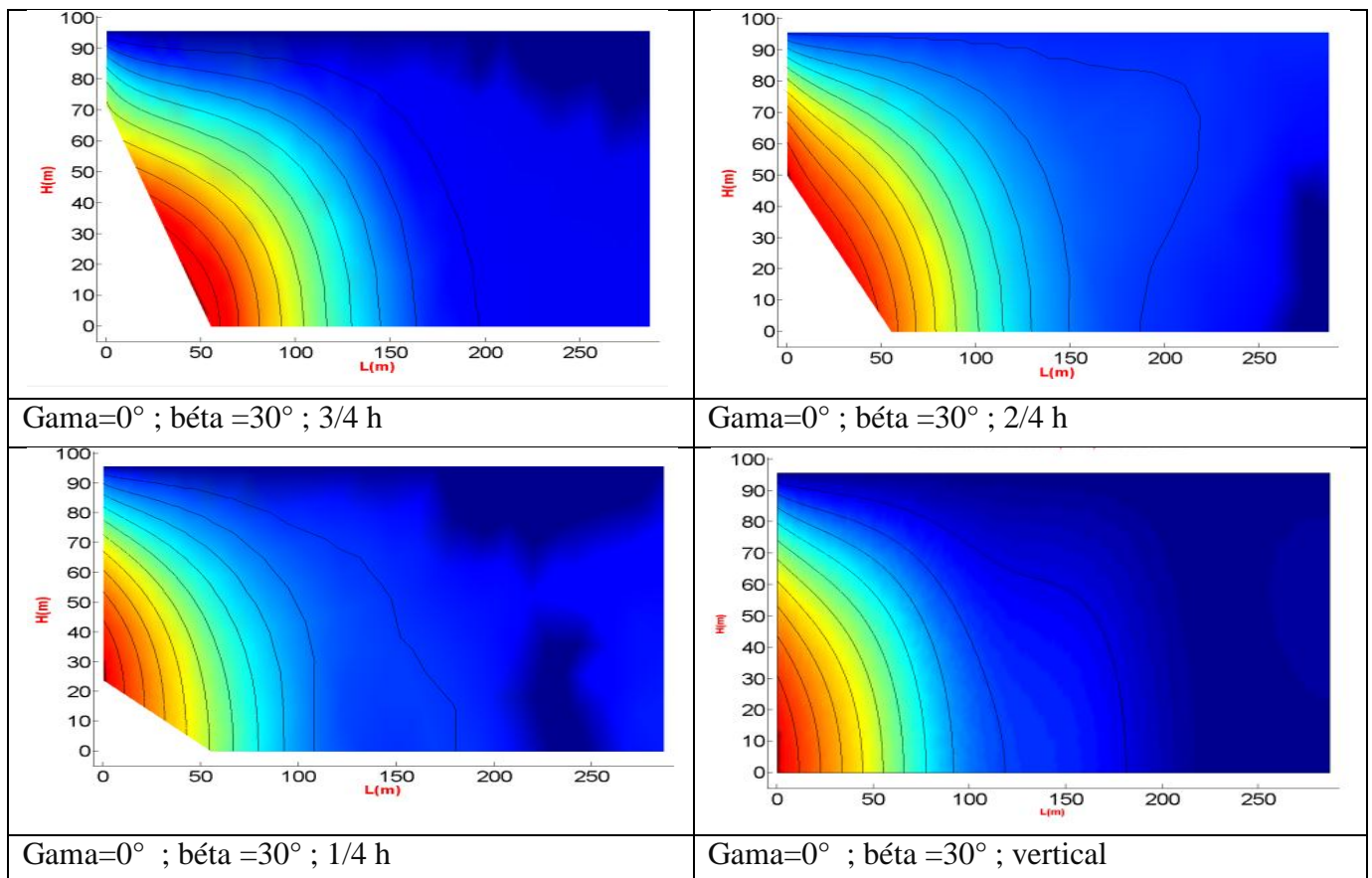
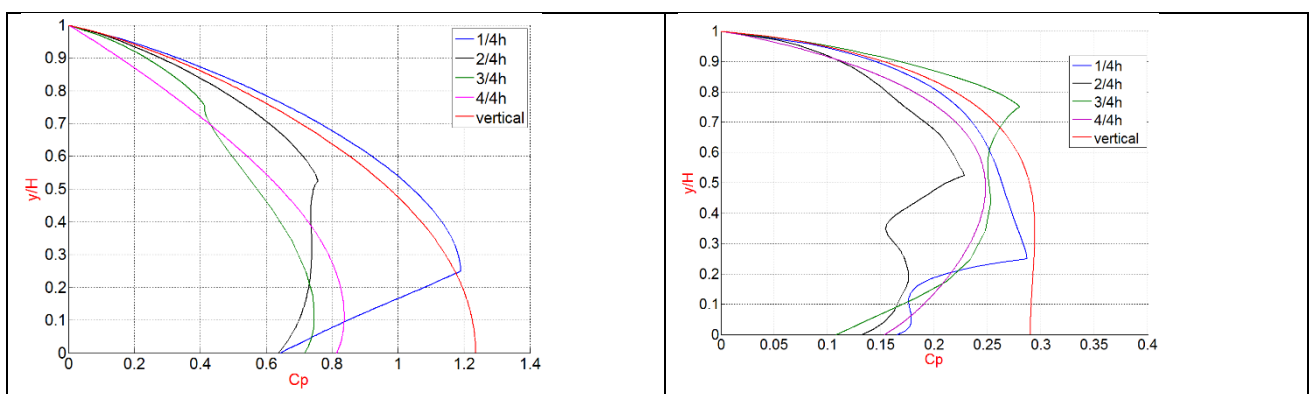


Fig.VI.23 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec béta =30°.



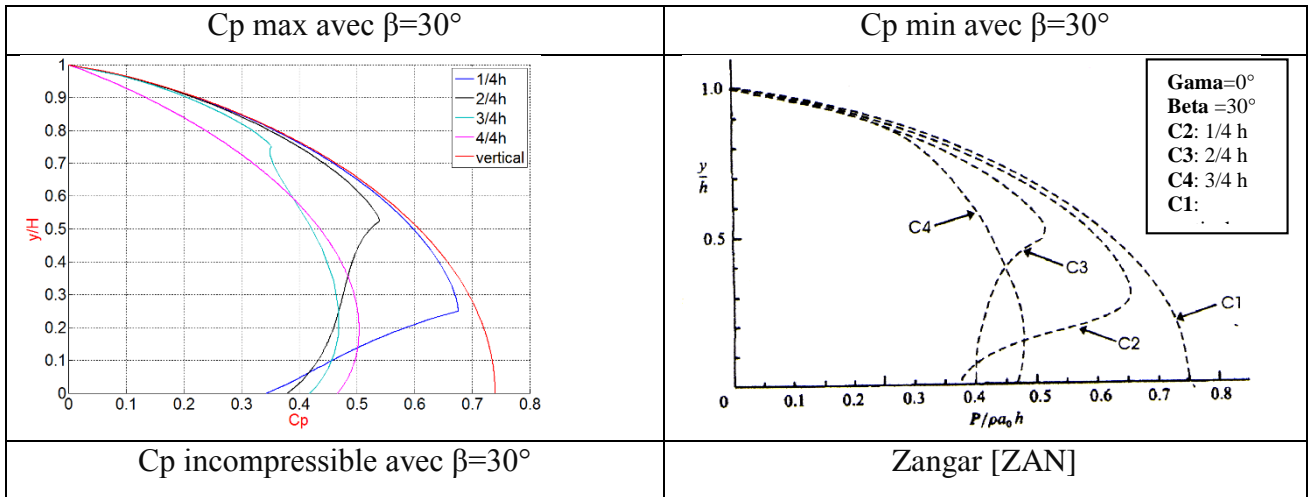


Fig.VI.24 : comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur incliné h pour une $\beta=30^\circ$.

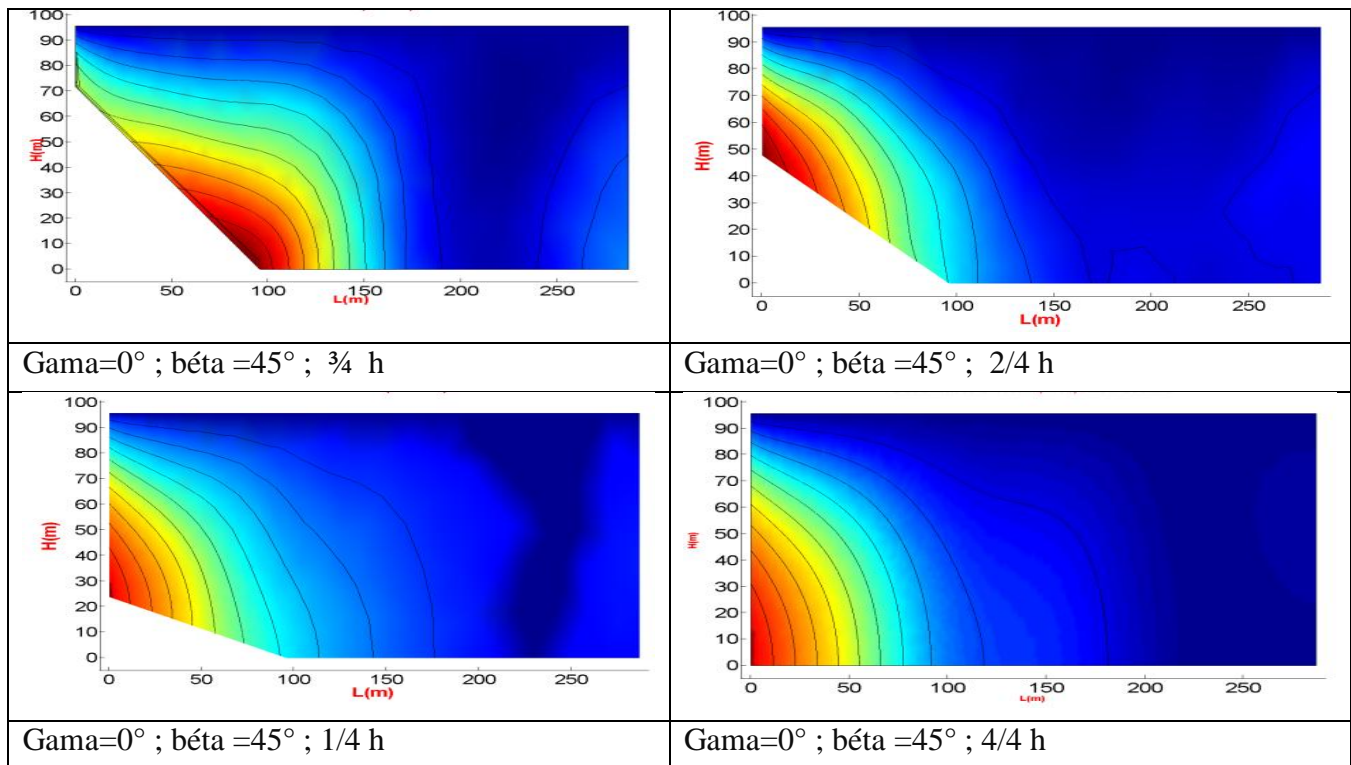
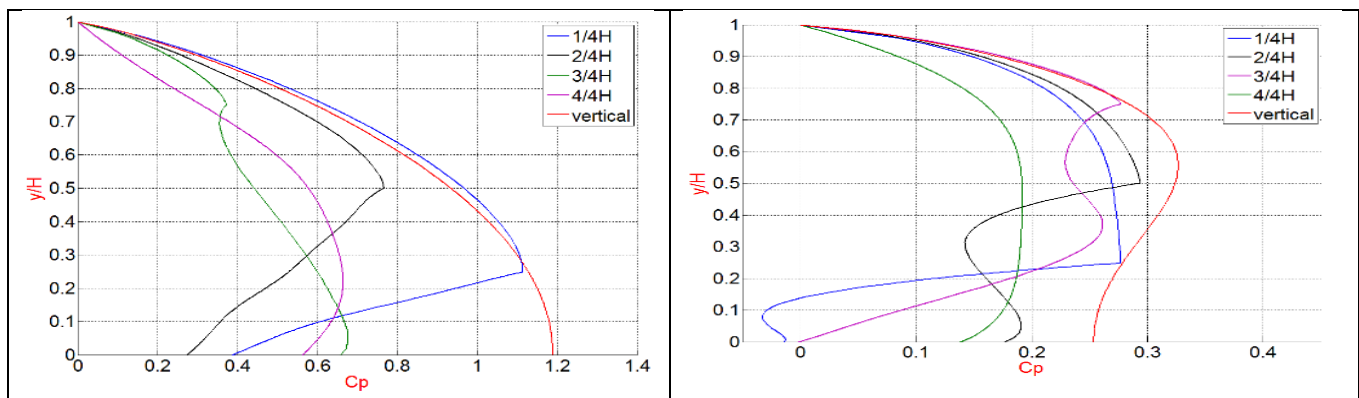


Fig.VI.25 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec béta =45°.



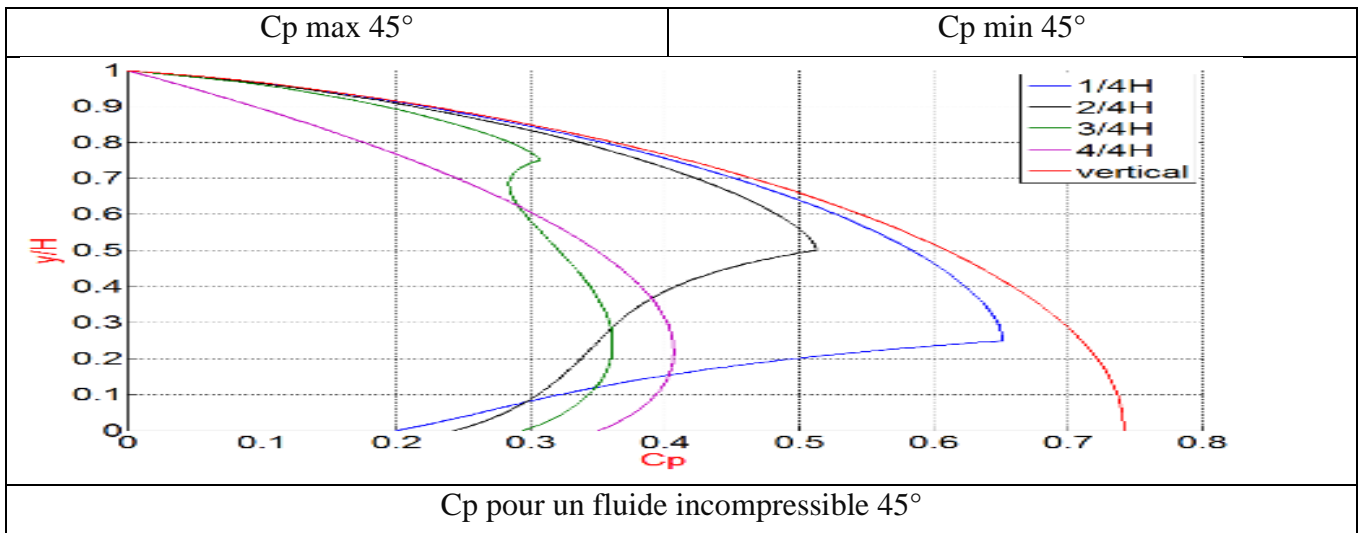


Fig.VI.26 : comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H

Parement composé avec fond incliné :

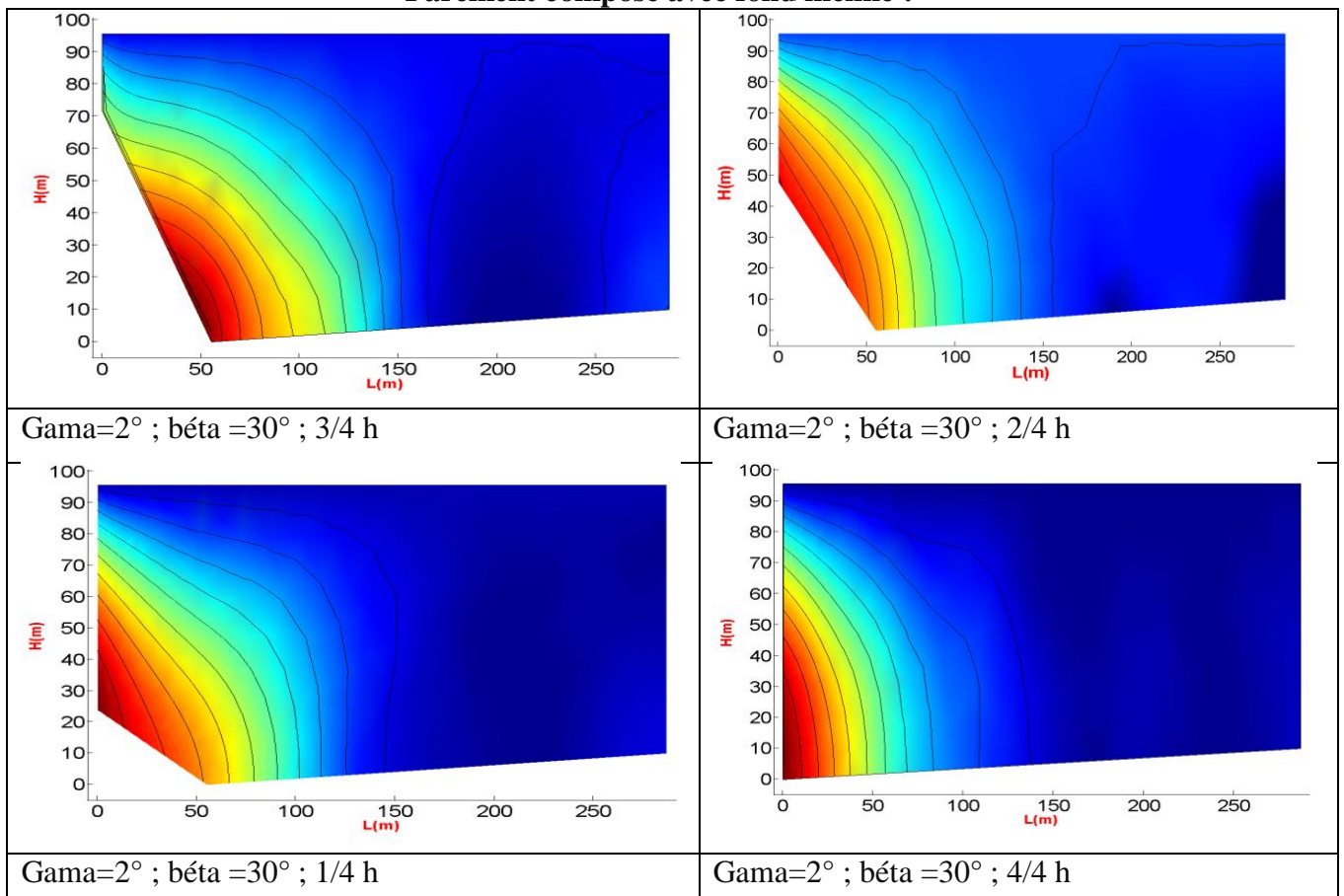


Fig.VI.27 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec $\beta = 30^\circ$ et $\gamma = 2^\circ$.

▪ **Interprétation des résultats :**

Les figures VI.23, VI.25 et VI.27 montrent la variation des coefficients des surpressions hydrodynamiques C_p en fonction de l'inclinaison du parement amont du

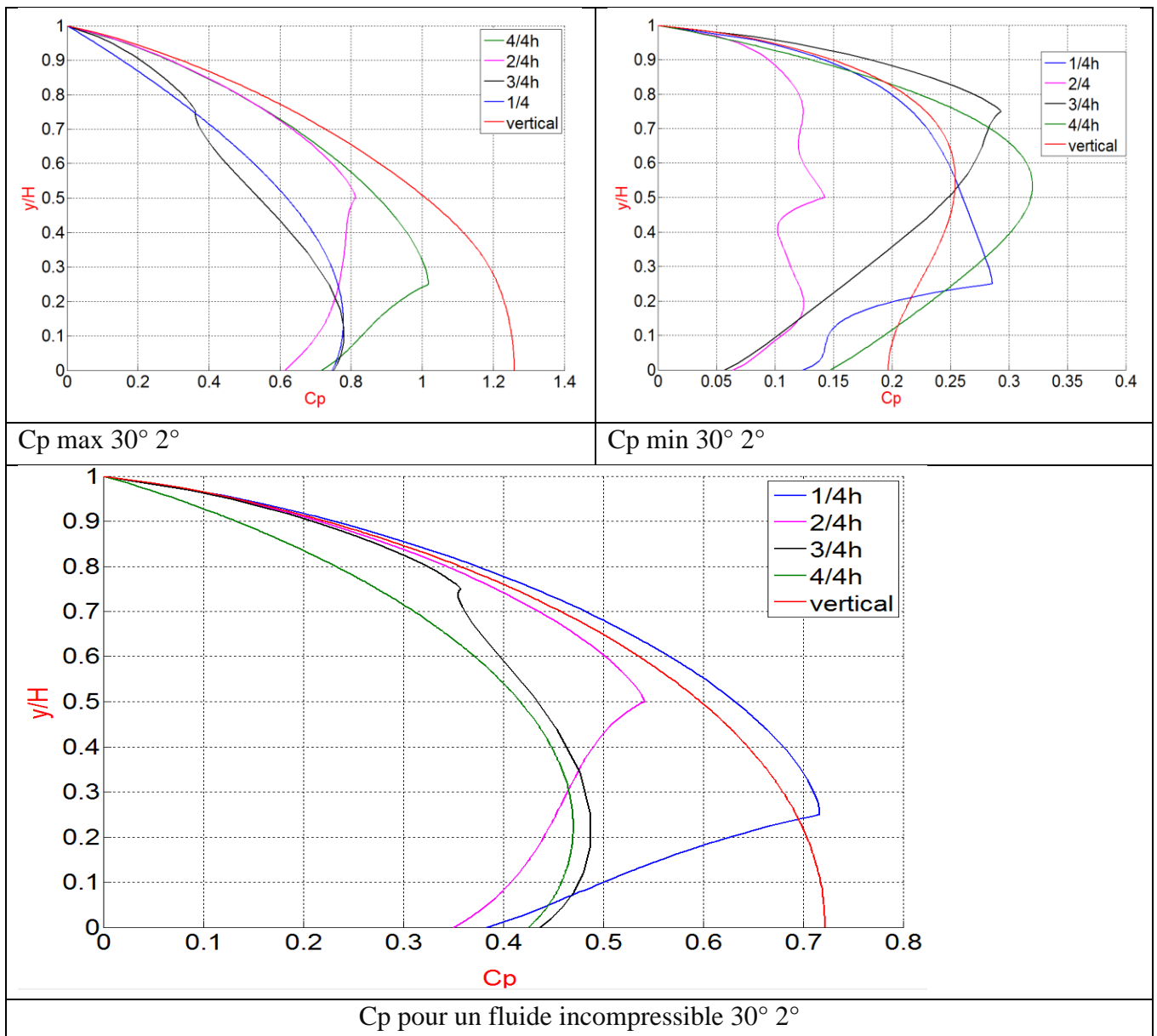


Fig.VI.28 : comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur inclinée h pour une $\beta=30^\circ$ et $\Gamma=2^\circ$.

barrage β (0° , 30° , 45°), on voit clairement que l'augmentation de l'angle d'inclinaison du parement amont réduit de manière substantielle la surpression hydrodynamique sur toute la hauteur du barrage. Les résultats obtenus par notre application de calcul sont très proches des résultats obtenus par la méthode analogique de Zangar dans le cas de fluide incompressible. On remarque qu'à chaque fois qu'on augmente la fraction de la hauteur inclinée h (Fig.VI.25), la valeur du coefficient de la surpression maximale diminue dans les deux cas de fluide compressible et incompressible. Par contre l'augmentation de la pente du fond contribue à l'augmentation des surpressions hydrodynamiques.

B) Partie 2 : Séisme vertical

Introduction :

On va étudier dans cette partie l'effet d'un séisme vertical sur le même barrage rigide qu'on a utilisé précédemment, et on utilise les différents paramètres géométriques du barrage avec les deux états du fluide (incompressible, compressible). Pour l'étude de l'influence de l'accélération verticale sur les pressions hydrodynamiques à l'intérieur du réservoir du barrage et en particulier à l'interface fluide structure, les caractéristiques du séisme utilisé sont données par l'accélérogramme (figure IV.30) du Séisme de Loma Prieta UP:10/18/89 00:05 à (CDMG STATION 47379) avec un pas du temps d'enregistrement de 0.0050 sec.

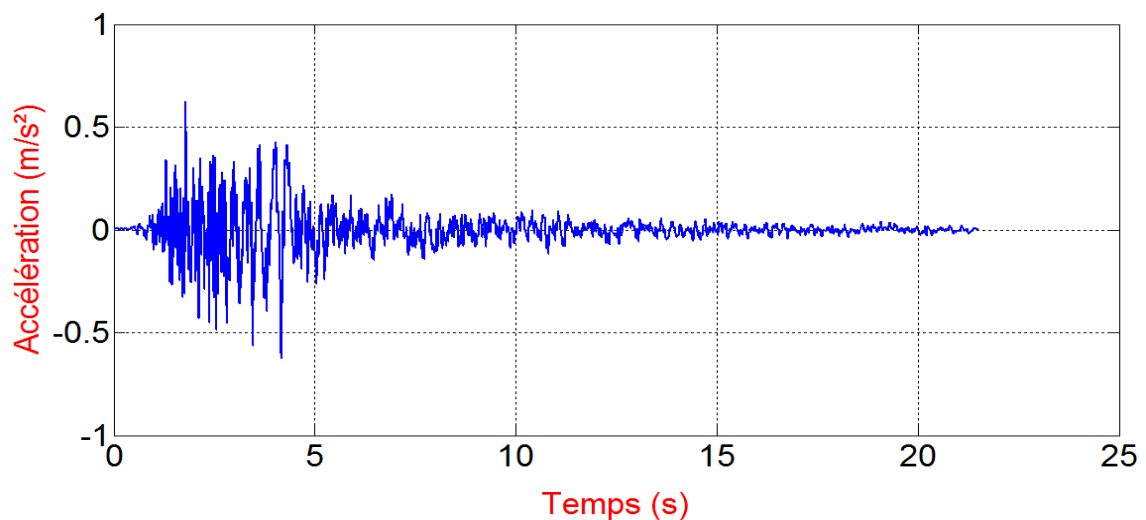
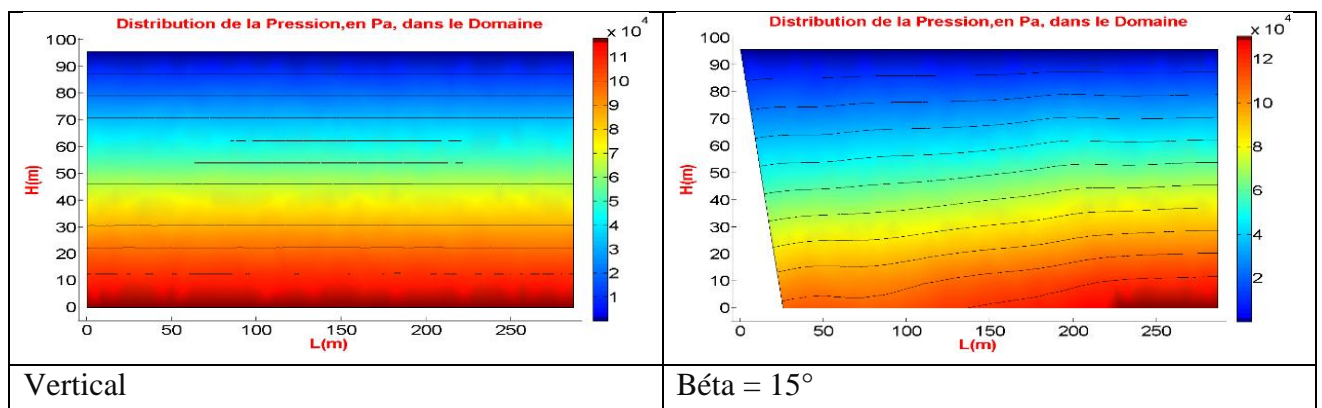


Fig.VI.29 : Accélérogramme du Séisme de Loma Prieta (direction verticale).

I Effet de l'inclinaison du parement amont :



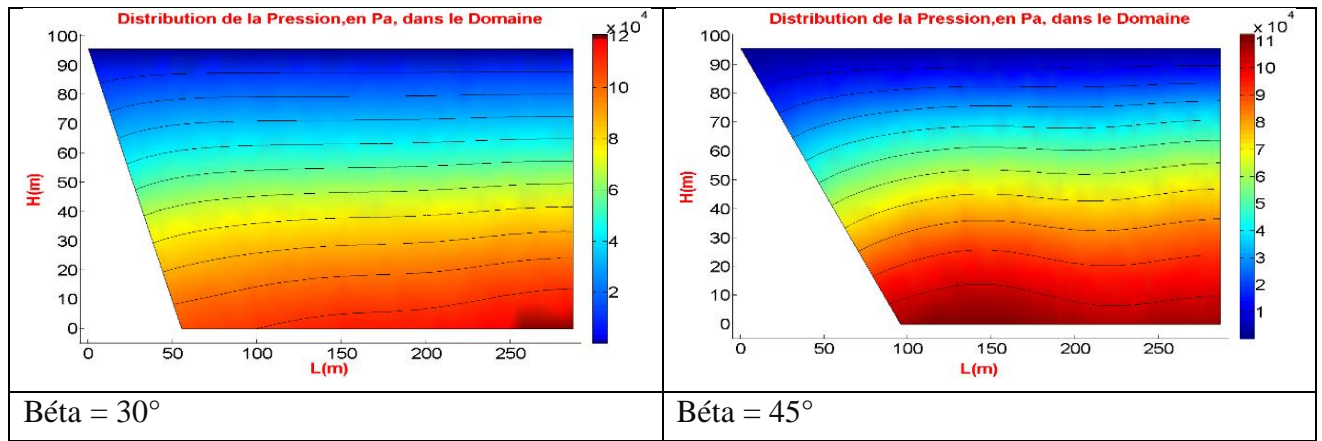


Fig.VI.30 : Schéma des différentes interfaces à fruit simple.

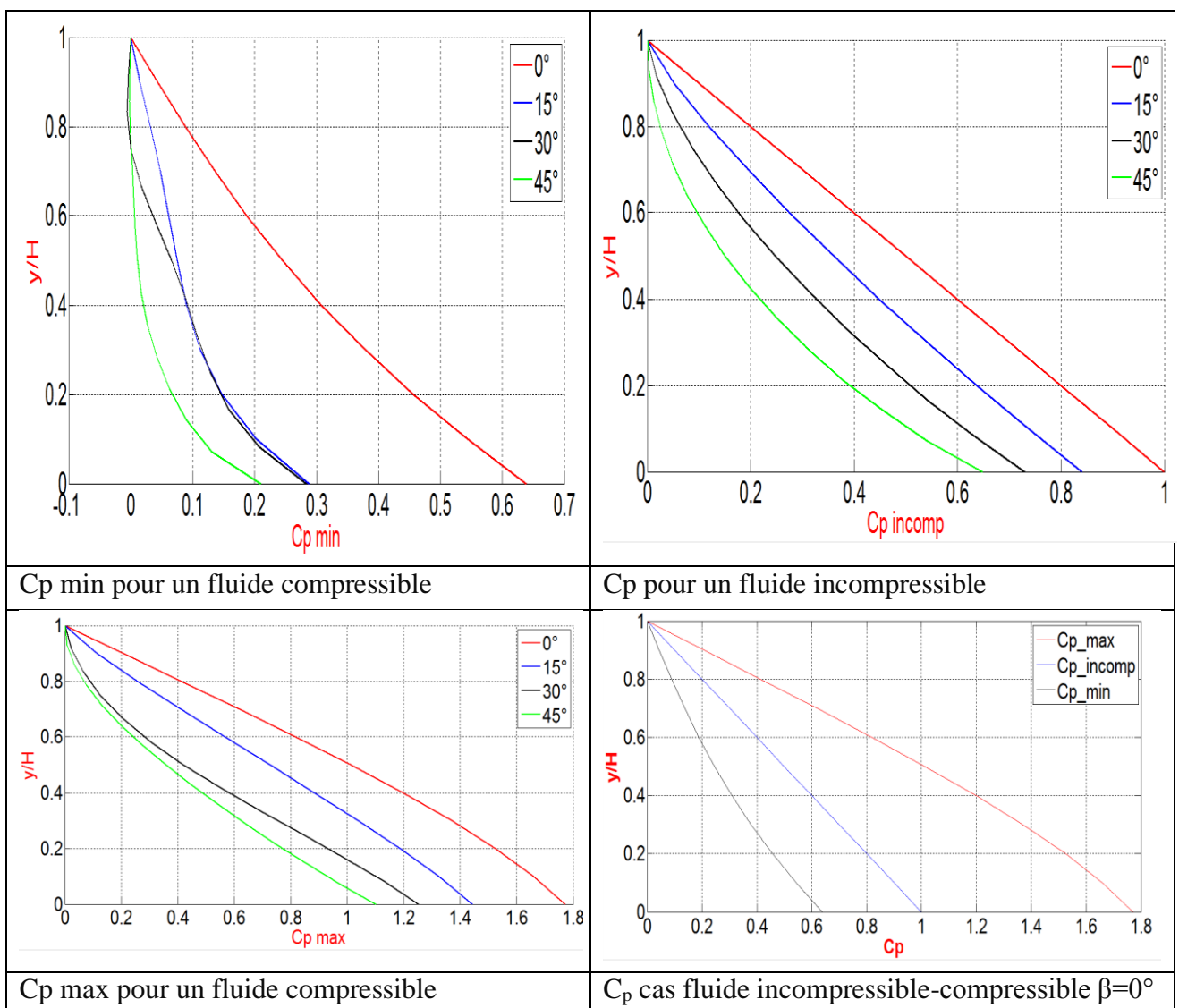


Fig.VI.31 : Comparaison de la variation du coefficient de surpression en fonction du la hauteur normalisé y/H pour différents angles d'inclinaison β .

▪ **Interprétation des résultats :**

Dans un barrage vertical, on remarque que l'évolution du coefficient de surpression hydrodynamique est linéaire. Par contre, à chaque fois qu'on augmente l'inclinaison de parement amont (β°), le coefficient de surpression diminue et sa forme n'est plus linéaire. Cela est justifié : car en effectuant le bilan des forces appliquées sur le barrage, on constate que l'action verticale sur le fond du réservoir est influencée par l'action simultanée sur le parement du barrage. Cette influence a conduit à la réduction constatée sur les valeurs de la surpression hydrodynamique.

1) L'effet de l'inclinaison de la pente du fond avec parement amont à simple fruit:

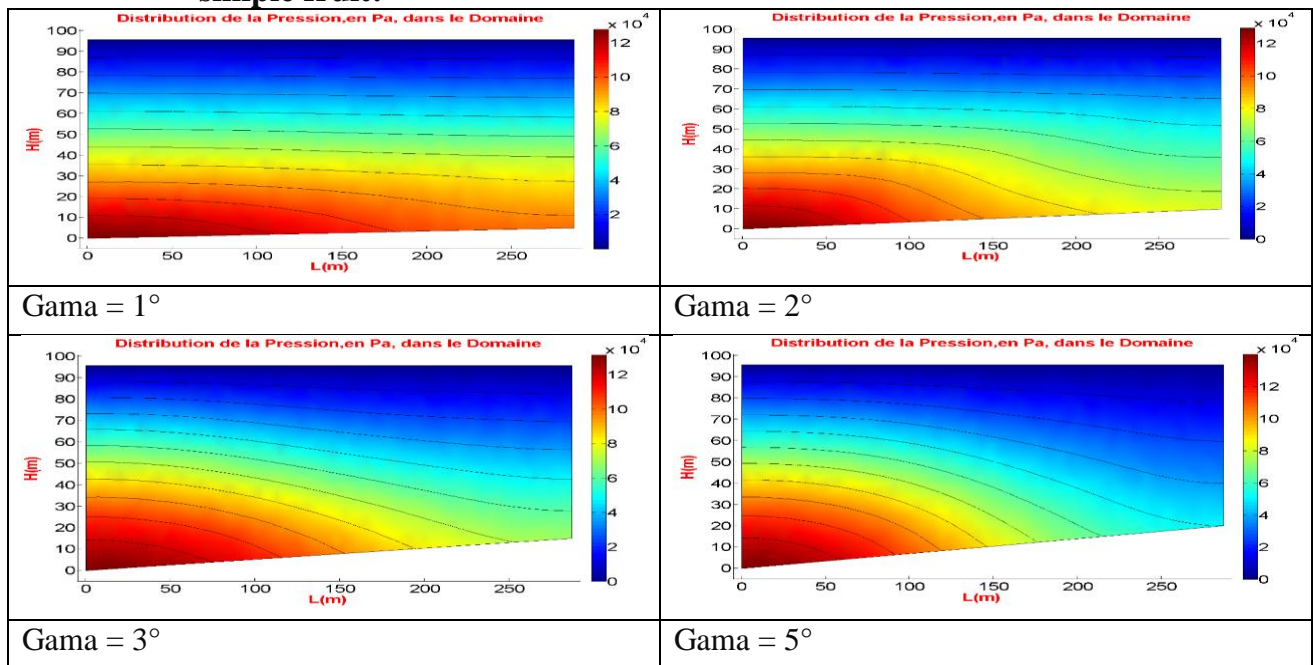
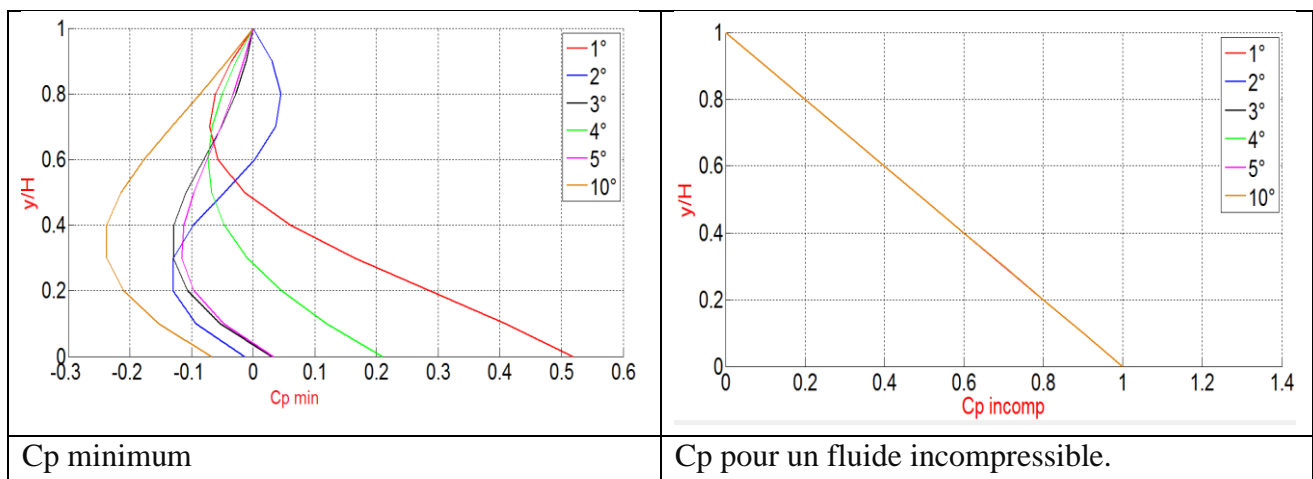


Fig.VI.32 : Les distributions de pression dans le domaine fluide.



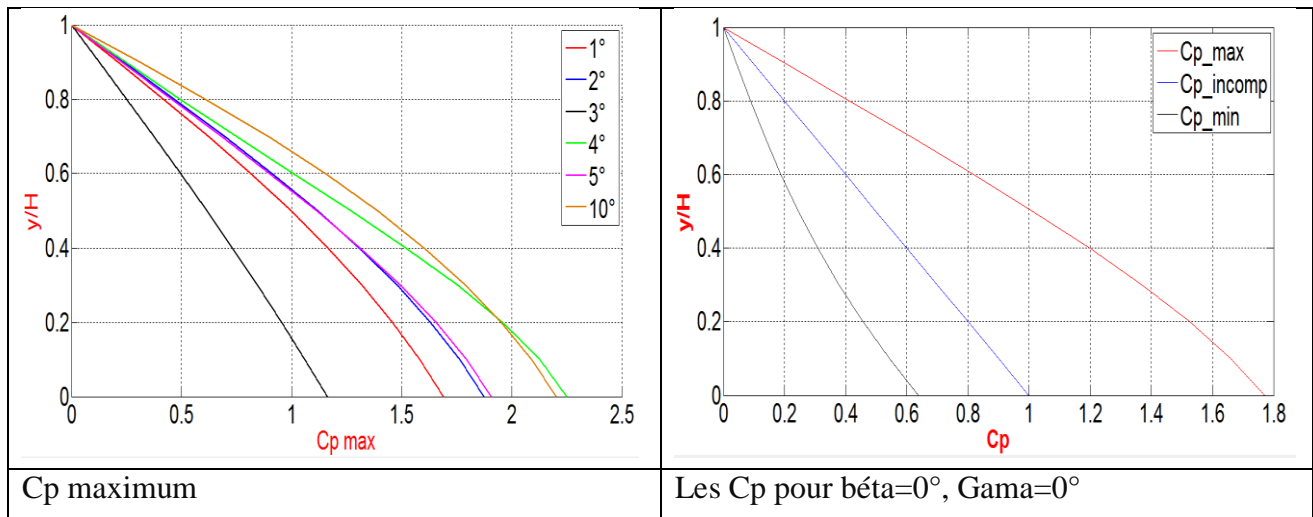


Fig.VI.33 : Coefficients de surpression en fonction de Gama(γ)

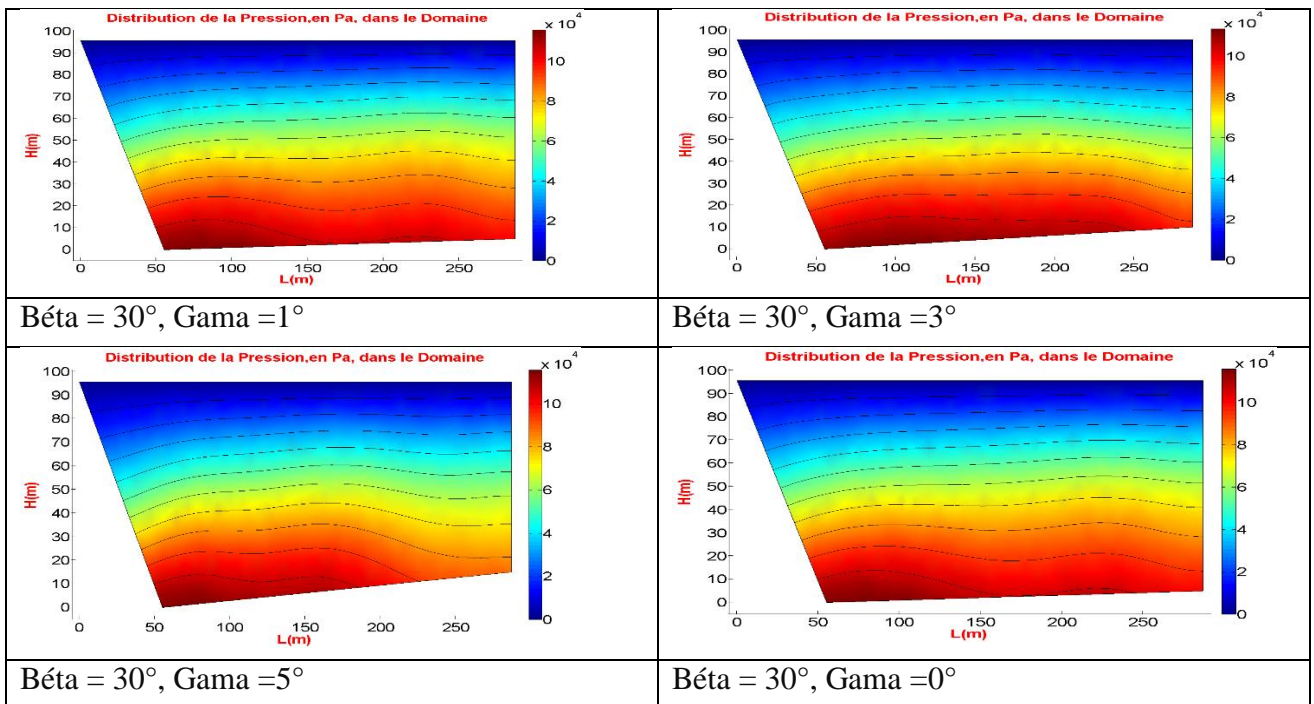


Fig.VI.3 4: Distribution de pression en Pa dans le domaine fluide.

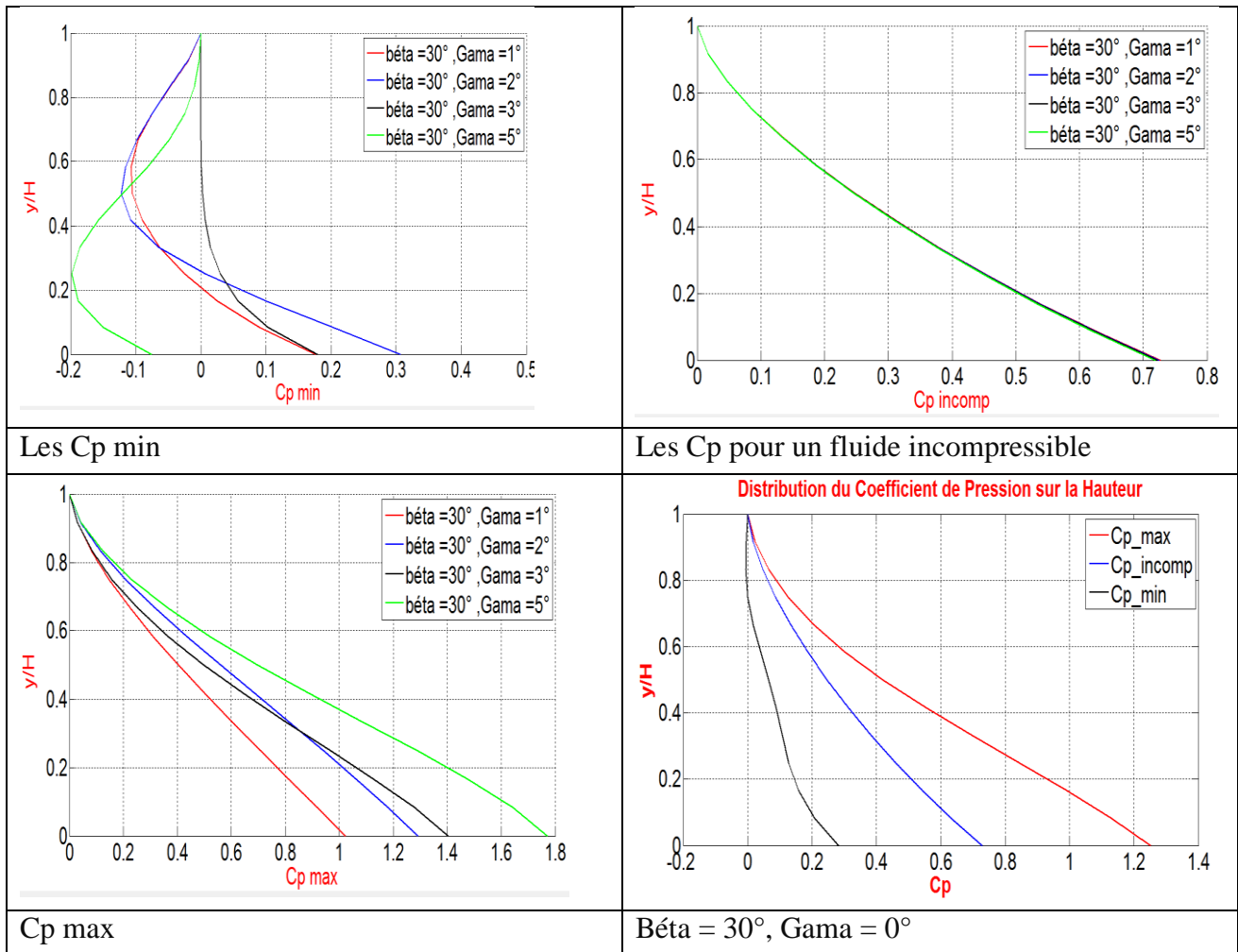


Fig.VI.35 : L'évolution de coefficient de surpression.

▪ Interprétation des résultats

On conclue, dans les deux cas (barrage avec une pente de fond et inclinaison de parement amont vertical, barrage avec une inclinaison du parement amont et une pente du fond) qu'on a présentés ci-dessus, que l'effet de la pente du fond (jusqu'à 10° environ) est nul pour un fluide incompressible. Donc, le coefficient de surpressions hydrodynamiques C_p est indépendant de la géométrie du fond du barrage, c'est-à-dire qu'il ne varie pas avec la variation de l'inclinaison de ce dernier. Par contre, dans le cas d'un fluide compressible, l'effet de l'inclinaison du fond du réservoir n'est plus nulle indépendamment du fruit du parement, ceci est déduit de la figure VI.36 (C_p max fluide compressible).

2) Avec parement amont composé et une pente du fond :

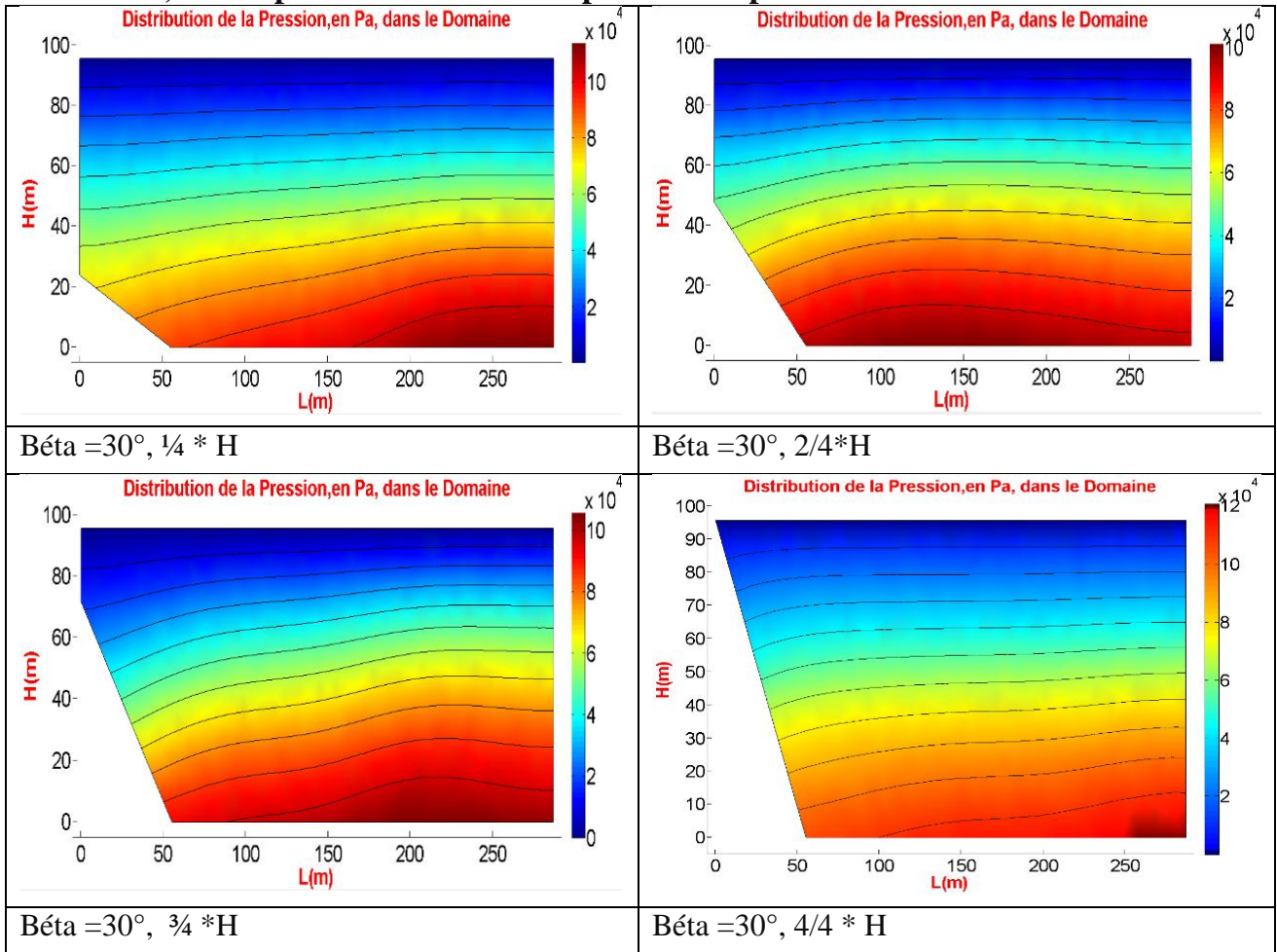
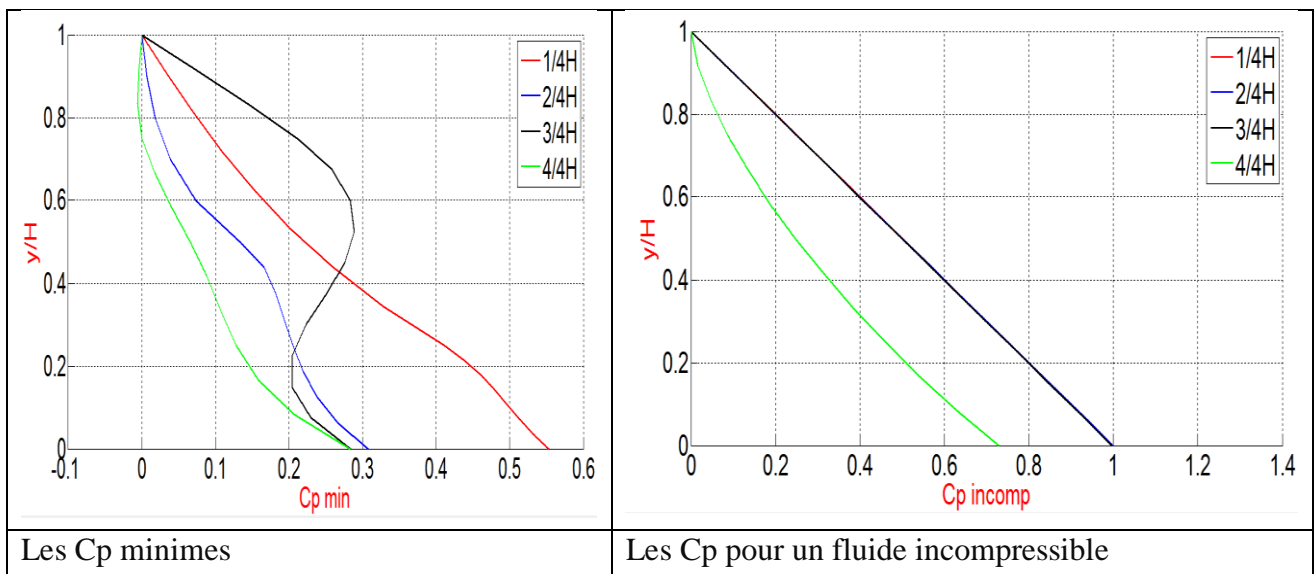


Fig.VI.36 : Les distributions de pression dans le domaine fluide.



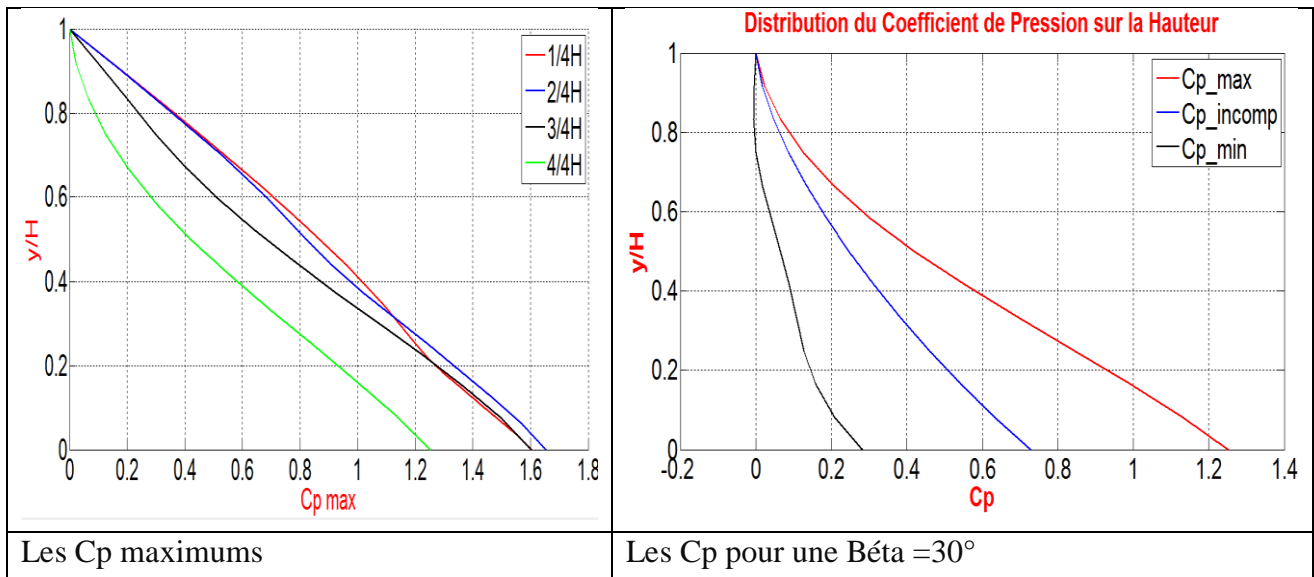


Fig.VI.37 : Comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur incliné h pour une $\beta=30^\circ$ et $\text{Gama}=0^\circ$.

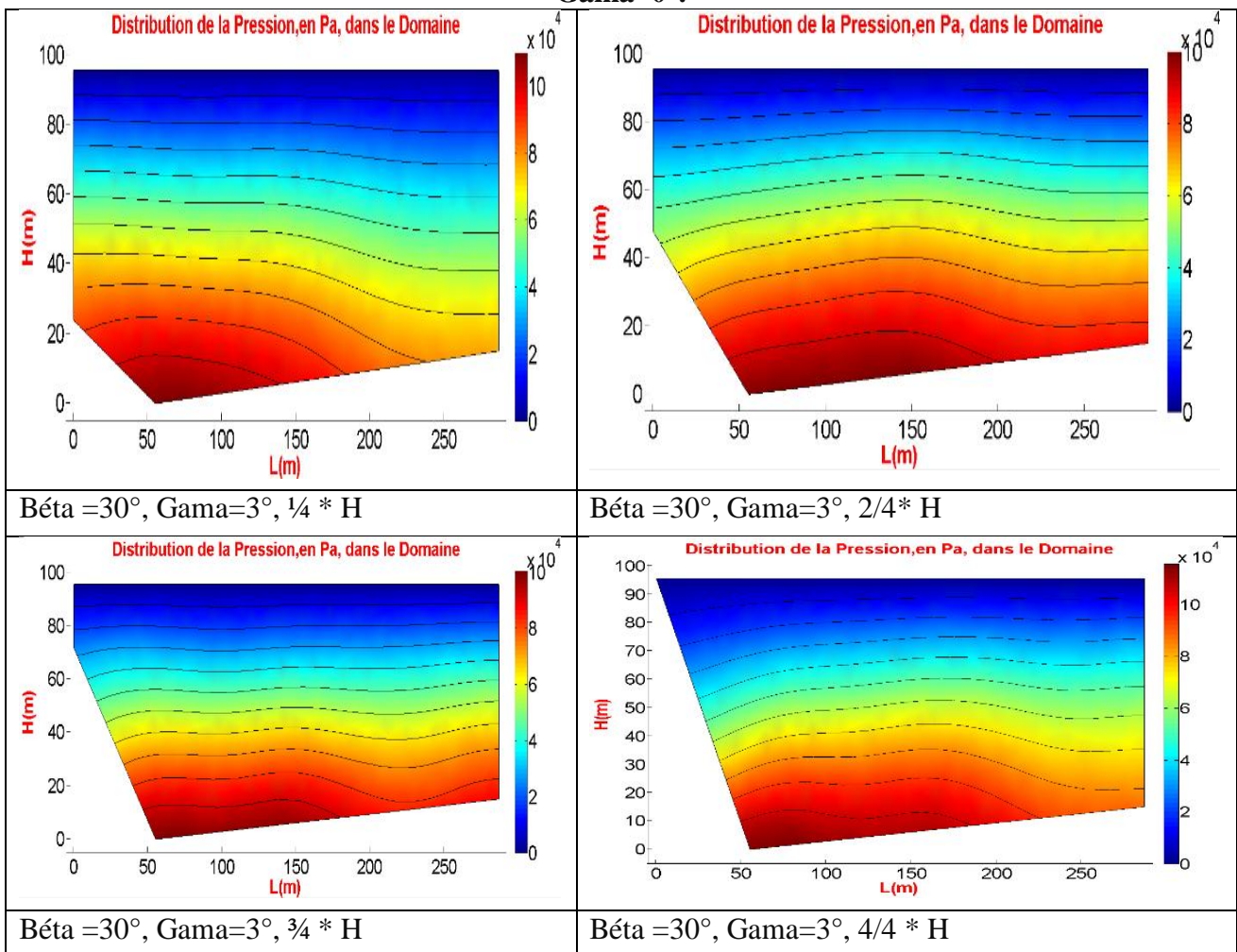


Fig.VI.38 : Schéma des différentes interfaces à fruit double avec $\beta = 30^\circ$ et $\text{Gama}=3^\circ$.

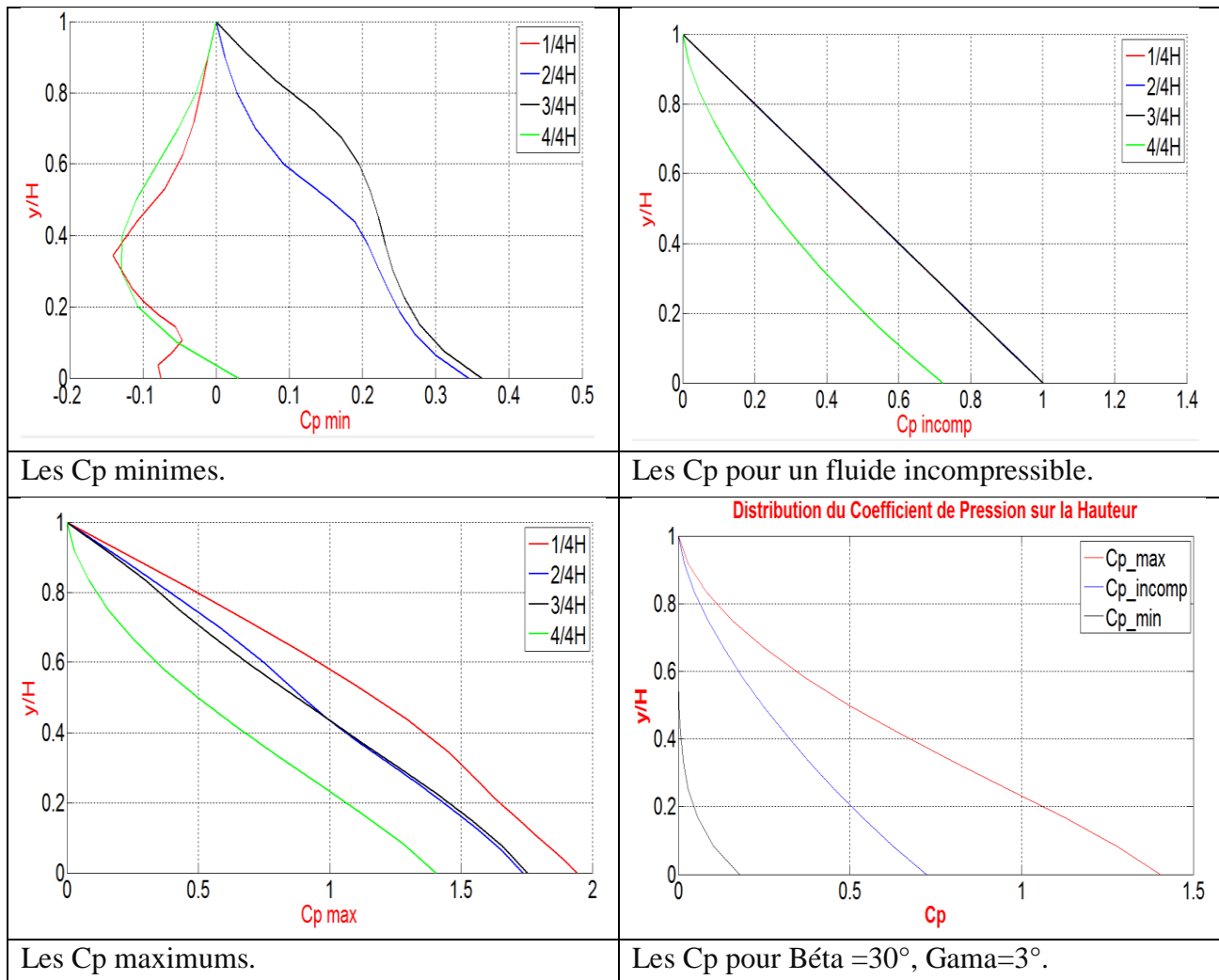


Fig.VI.39 : Comparaison de la variation du coefficient de pression en fonction du rapport y/H pour différentes fractions de la hauteur incliné h pour une $\beta=30^\circ$ et $\text{Gama}=3^\circ$.

▪ **Interprétation des résultats (Figures ci-dessus):**

Si on utilise un chargement sismique de direction verticale, le coefficient de surpression hydrodynamique C_p varie linéairement en fonction de la hauteur normalisée pour le cas d'un barrage vertical. Ce coefficient des surpressions hydrodynamiques C_p est indépendant de la pente de fond du barrage si le fluide considéré est incompressible ; c'est-à-dire qu'il ne varie pas avec la variation de l'inclinaison de ce dernier. Le chargement sismique vertical ascendant, pour une accélération du sol considérée constante, réduit l'effet de l'accélération gravitationnelle. Par contre, la considération d'un mouvement descendant du sol augmenterait cette surpression dans le réservoir de façon linéaire pour un barrage vertical à simple géométrie.

Dans un barrage de parement amont composé, et un fluide considéré incompressible, on trouve que l'effet d'un parement amont composé est nul.

Dans un séisme vertical l'effet de compressibilité de l'eau est important. En effet, on remarque que les coefficients de surpression hydrodynamique sont plus importants pour un fluide compressible par rapport ceux d'un fluide incompressible.

C) Partie 3 : Séisme simultané (horizontal et vertical)

Introduction :

Quand on parle du phénomène de tremblement de terre (séisme), on doit spécifier la magnitude de l'accélération de ce séisme, et sa direction. Dans cette étude, on a utilisé les enregistrements de séisme des deux directions, horizontale et verticale, pour étudier l'effet simultané. Ces sismographes sont donnés par les figures VI.1 et VI.30. Les résultats obtenus sont donnés sur les figures suivantes.

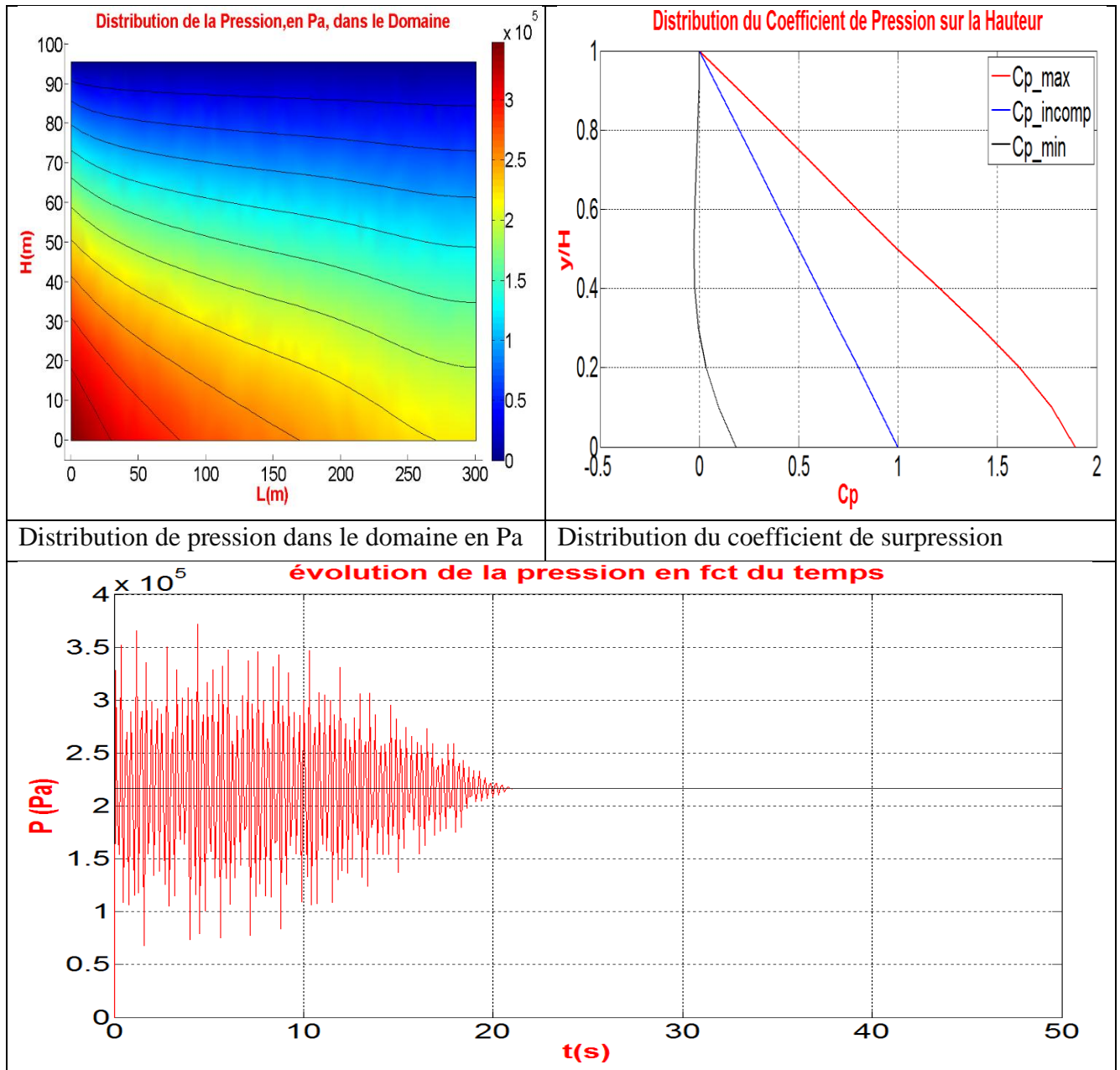


Fig.VI.40 : Evolution de la pression avec un séisme simultané.

Comparaison :

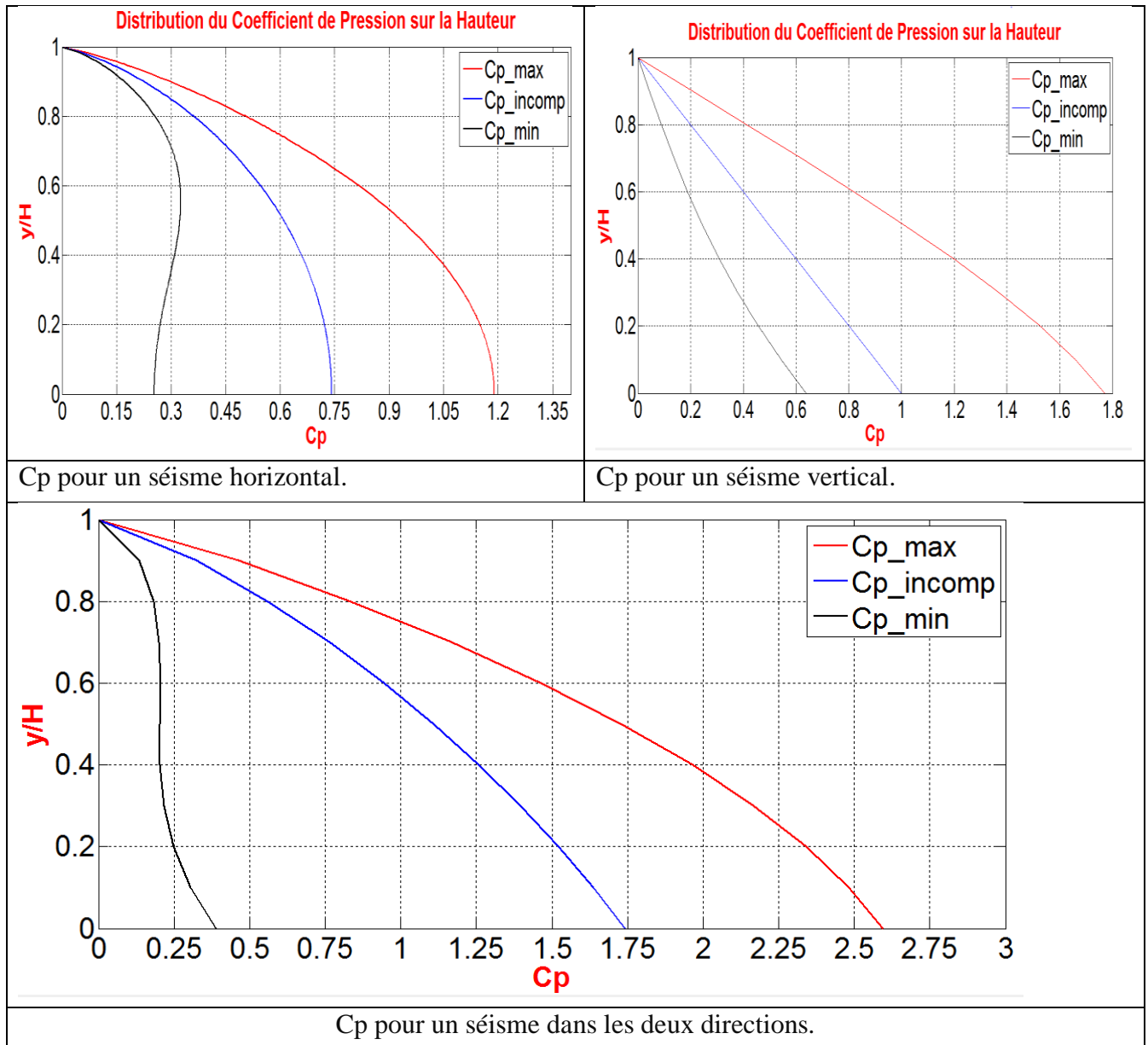


Fig.VI.41 : Comparaison entre un séisme horizontal, vertical et les deux au même temps

On constate, d'après la figure VI.42, que dans le cas où le séisme est appliqué simultanément dans les deux directions horizontale et verticale, le coefficient de surpression résultant est la somme des deux coefficients de surpression pour un fluide incompressible. Mais pour un fluide compressible, ce résultat de superposition n'est pas vérifié.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSIONS-PERSPECTIVES

Le présent travail décrit un modèle d'approche du calcul de la distribution de la surpression hydrodynamique sur parement simple et composé dans un réservoir engendrée par les mouvements sismiques du sol : Une approche numérique par la méthode des éléments finis (MEF) sous Matlab a été utilisée et présentée.

Les principaux résultats obtenus par le programme réalisé sous Matlab et relatifs à cette méthode sont présentés pour différentes géométries de l'interface fluide-structure ; différentes pentes du fond du réservoir et différentes actions sismiques (horizontale, verticale et simultanée) avec des comparaisons entre les solutions numériques et expérimentales.

Les principales conclusions peuvent être résumées comme suit :

1. La forme du parement amont a un important effet sur l'intensité et la distribution des surpressions hydrodynamiques (et par suite sur l'intensité, la direction et le point d'application des efforts résultants). Dans le cas des séismes, le mouvement affecte de manière très significative la distribution des surpressions hydrodynamiques. La forme du parement amont du barrage constitue un critère important dont il faudrait tenir compte lors de la conception des barrages en zones sismiques.
2. On observe que la force horizontale résultante des surpressions hydrodynamiques, sur les parements inclinés des barrages, est inférieure à celle sur les barrages à parement vertical.
3. Excepté pour le barrage vertical, le coefficient maximum des surpressions apparaît à une certaine distance du fond du réservoir.
4. La valeur maximale du coefficient des surpressions C_p est de l'ordre de 0.738 ; elle est située à la base du barrage ayant un parement vertical.
5. Pour les barrages ayant une section de parement verticale, les coefficients de surpression maximale augmentent avec l'augmentation de la longueur de cette section verticale du parement.
6. Les barrages ayant une section verticale supérieure à la moitié de la hauteur du parement ont un coefficient de surpression pratiquement égal à celui d'un barrage avec parement vertical sur toute la hauteur.
7. La méthode des éléments finis (MEF) est perçue comme une procédure performante pour l'évaluation des surpressions hydrodynamiques et des gradients des surpressions provoquées dans le réservoir par les mouvements sismiques du sol aussi bien pour les fluides incompressibles que compressibles.

8. Pour la méthode des éléments finis (MEF), les résultats obtenus pour des finesses constante et variable du maillage sont très approchés dans le cas de parement simple vertical mais présentent des différences dans le cas de parements composés.

9. L'effet de compressibilité du fluide est appréciable dans les résultats des coefficients de surpression hydrodynamique.

10. la MEF fournie des résultats comparables aux méthodes devenues classique (Westergaard, Zangar) dans les cas de fluides incompressibles. La MEF est par contre plus adaptée dans les cas de géométries complexes et de fluides compressibles.

Le travail entrepris a permis, entre autres, de faire ressortir l'intérêt certain d'une analyse complète et généralisée, principalement dans le cadre rigoureux d'une conception parasismique des structures emmagasinant des réservoirs d'eau. En effet, cette étude a permis de confirmer l'importance de certains facteurs relatifs à la géométrie du système étudié et à la compressibilité du fluide emmagasiné.

Dans les perspectives, on suggère de prendre en compte l'effet de variation de la masse volumique du fluide (fluide chargé), l'effet des ondes de surface, l'effet de la variation de l'accélération sismique sur la hauteur du barrage, l'effet de la flexibilité du barrage et enfin la prise en compte du cas 3-D.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BELHADJ O., TILIOUINE B. « Investigation Numérique et Expérimentale des Surpressions Hydrodynamiques sur Parements Amont des Barrages Rigides, à Fruits Composés. » Magister, ENP ; 2007.

CIARLET. P.G, « Introduction à l'analyse numérique matricielle et à l'optimisation » ; *Masson* ; 1982.

Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) « Justification des barrages-poids », (Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids) ; Octobre 2012.

CRAVEUR J. C., « Modélisation des structures calcul par éléments finis. » ; *Masson* ; 1996.

DJEBOURI I., BELHADJ O., BILEK A., « Etude des effets d'interaction dynamique sur un barrage poids en béton, Projet de fin d'études Ecole nationale polytechnique » ; 2004.

DHATT G., TOUZOT G., « Une présentation de la méthode des éléments finis » ; *Maloine S.A.* ; 2^{ième} ed ; 1984.

ENG. And STRUCT. Dyn., « Water pressures on rigid gravity dams with finite reservoir during earthquakes. » ; 1989.

FAIDIX Aude., « La surveillance des barrages vis-à-vis de l'aléa sismique » 2012 CGIB.

GRANGE S., KOTROMIS P. & MAZARS J., « Modèle simplifié 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique », (XXVI^{ème} rencontre universitaires de génie civil, Laboratoire 3S -R et structure Federative) Vor, Université Grenoble (France) ; 2008.

ICOLD-CIGB., "Inspection des barrages après séisme –Recommandations" ; n° 62-1988 ; révisé en 2008.

PATRICK Le Delliou., « Les barrages : Conception et maintenance », ENTPE ; 2003.

Rapport Risque sismique du GT.,« Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », MEEDTL ; novembre ; 2010.

en France ., « Les enjeux des Géosciences - BRGM édition » ; 2008.

SEGHIR A, TILIOUINE B., « Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : Application à l'étude des barrages poids en béton » ; 2010.

SOUFARI A., SEGHIR A., BELHADJ O., « Interaction fluide structure : cas des barrages poids en béton » ; 1995.

TAIK A., « Equations aux Dérivées partielles : méthodes des éléments finis » ; 2008.

MARY E. HYNES-Griffin, ARLEY G. FRANKLIN., « RATIONALIZING THE SEISMIC COEFFICIENT METHOD » Final rapport de Geotechnical Laboratory DEPARTMENT OF THE ARMY Waterways Experiment Station, Corps of Engineers ; July 1984.

ZEINKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L., « *AFNOR* technique. La méthode des éléments finis. Formulation de base et problèmes linéaires. » ; 1991.

Site du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR),« <http://www.barrages-cfbr.eu/Barrages-poids.html> »

Site de Laboratoire d'Etudes de Mécanique Sismique (EMSI), « <http://www-tamaris.cea.fr/html/fr/notions/seisme.php>»