

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

Université de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Département : Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master en hydraulique

Option : hydraulique urbaine

Thème :

**Simulation de la rupture d'un barrage à
l'aide du modèle VOF**



Présenté par :

Mourad BALIT

Encadré par :

Dr. Chouaib LABIOD

Année Universitaire 2012/2013

Introduction générale

L'eau est source de vie, du confort et du bien-être de toute l'espèce humaine. Cette bénédiction de dieu peut se transformer en un danger potentiel. Les meilleurs exemples que l'on peut donner sont : les tsunamis, les inondations par forte précipitation ou encore les crues mortelles issues de la rupture des barrages. Le dernier exemple, la rupture d'un barrage, est un phénomène complexe, imprévisible, ravageur et parfois très meurtrier.

Le problème de la rupture d'un barrage, connu encore sous le nom « DAM BREAK », a été depuis longtemps l'objet de préoccupation de nombreux chercheurs et scientifiques. Parmi les études qui ont été faites, on cite les solutions analytiques développées par Ritter en 1882 et H. Chanson en 2006, les études les plus récentes portées sur l'élaboration ou l'usage de modèles de calcul comme ceux de Soares en 2007, Strauss en 2010 et enfin les travaux de Mihoubi en 2012.

L'Algérie est parmi les pays qui construisent de plus en plus de barrages. Actuellement elle dispose de plus de 70 barrages en service. De ce fait, l'Algérie n'est pas à l'abri des catastrophes liées à la rupture de barrages. D'ailleurs, des ruptures de barrages ont été déjà enregistrées (Barrages de Sig et Fergoug).

Avec le développement des outils de simulation numérique performants et des moyens de calculs associés, la simulation des scénarios de catastrophes à l'échelle environnementale ou industrielle est devenue très sollicitée par les services concernés.

C'est dans ce contexte que nous avons fixé comme objectif, la simulation de la rupture d'un barrage à l'aide de CFX, qui est un outil puissant de la CFD (computational Fluid Dynamics). Le modèle choisi a été appliqué avec succès sur des cas de la littérature, nous avons tenté de l'appliquer sur un cas réel d'un barrage en Algérie.

Ce rapport est composé de quatre chapitres : le premier est consacré aux généralités sur le phénomène de rupture d'un barrage, ainsi qu'une étude bibliographique. Le deuxième, porte sur la modélisation mathématique, dans lequel on établit le système d'équations utilisé par le code de calcul. Dans le troisième chapitre, on présente le code ANSYS CFX et nos choix concernant les modèles et schémas numériques. Enfin, le dernier chapitre est consacré aux résultats et discussions.

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné courage, patience et force durant toutes ces années d'étude.

Mes remerciements vont à Monsieur Chouaib Labiod, Maître de conférences à l'université de Bejaia, qui a proposé et dirigé ce travail et m'a accordé toute sa confiance. Sa gentillesse, sa rigueur scientifique .plus qu'un encadreur je tiens à lui exprimer mon entière gratitude.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent à tous les profs du département hydraulique ainsi que tous mes collègues de .classe

Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral, trouveront dans ces quelques lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

Aux deux soleils de ma vie, Père et Mère

Qui sont plus de ce monde mais ils continuent à vivre en moi.

*A mes très chers frères Zidane et Hakim qui ont été un exemple de
détermination et de réussite et à toute la famille.*

*A M^{ELLE} Souhila Baloul qui a su comment canalisé mon esprit et me
pousser toujours à donner le meilleur de moi-même.*

A tous les profs du département Hydraulique en particulier mon promoteur

Dr chouaib Labiod.

A tous mes amies et spécialement, Mohamed Rabhi, Abderazak

Abdlouhab, et soufiane.

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre 1

Phénomène de rupture des barrages et étude

Introduction	2
1.1 Définition d'un barrage.....	2
1.2 Type de barrage	3
1.2.1 Matériaux utilisé	3
1.2.2 La manière de s'opposer à l'eau	6
1.2.3 Classification de la CIGB	8
1.3 Phénomène de rupture de barrage	8
1.3.1 Cause de rupture	9
1.3.1.1 Cas d'un barrage remblai	9
1.3.1.2 Cas d'un barrage béton	9
1.3.2 Mode de rupture	9
1.3.3 Scénario de rupture	10
1.3.3.1 Rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme	10
1.3.3.2 Erosion par déversement sur la crête pour une crue extrême	10
1.3.3.3 Erosion interne due à un défaut de drainage	11
1.3.3.4 Déséquilibre sous la pression	11
1.3.3.5 Attentat ou sabotage	12
1.3.4 Exemple de rupture de barrage en Algérie	12
1.3.4.1 Rupture du barrage FERGOUG (W. MASCARA)	12
1.3.4.2 Barrage de CHEURFA	13
1.3.4.3 Barrage sig (wilaya de mascara)	13
1.3.5 Exemple de rupture de barrage dans le monde	13

1.3.5.1 Barrage de St FRANCIS	14
1.3.5.2 Barrage de Malpasset (France)	15
1.3.5.3 Barrage South Fork (Johnstown)	16
1.4 Statistique sur la rupture des barrages	16
1.5 Etudes antérieures sur la rupture des barrages	17
1.5.1 Etude analytique de Ritter (1892).....	17
1.5.2 Etude numérique de S Traore et S Diallo (2001)	18
1.5.3 Etude numérique de D Zouaoui. (2005)	18
1.5.4 Etude théorique de H Chanson. (2006).....	18
1.5.5 Etude par simulation numérique de Y Toubache. (2006).....	19
1.5.6 Etude de modélisation de Li Y. et al (2006)	19
1.5.7 Etude expérimentale et numérique de Soares-Fraza (2007)	19
1.5.8 Etude numérique de FOURAR A. et al (2007)	19
1.5.9 Etude numérique J.M. CHERFILS, L. BLONCE, G. PINON, E. RIVOALEN (2010)	20
1.5.10 Etude de modélisation SALHI LAKHDAR (2010)	21
1.5.11 Etude numérique LUKAS STRAUSS (2010)	22
1.5.12 Etude numérique et expérimentale de A .N. SAMBE, F. GOLAY, D. SOUS, P. FRAUNIE, R. MARCER (2011)	23
1.5.13 Etude numérique de MUSTAPHA KAMEL MIHOUBI, LAKHDAR SALHI, ROMUALD VERJUS, SYLNAIN GUILLOU (2012).....	24
1.5.14 Etude numérique, expérimentale de LL-RYONG PARK, KWANG-SOO KIM, JIN KIM, SUAK-HOVAN(2012).....	25
1.5.15 Etude numérique, expérimentale de SELAHATTIN KOCAMAN HATICE OZMEN-CAGATAY (2012).....	25
Conclusion	26

Chapitre 2

Modélisation mathématique

Introduction.....	27
2.1 Equation de base.....	27
2.1.1 Equation de continuité	27
2.1.2 Equation conservation de la quantité de mouvement	28
2.1.3 Cas d'un écoulement turbulent bidimensionnel.....	28
2.1.3.1 Traitement de la turbulence.....	28
2.1.3.2 Equation de continuité	29
2.1.3.3 Equation de conservation de quantité de mouvement	29
2.1.3.4 Modélisation des contraintes turbulentes.....	30
2.2 Traitement de la surface libre.....	31
2.2.1 Equation du taux de présence.....	32
Conclusion	33

Chapitre 3

Méthodes numériques et présentation du code CFX

Introduction.....	34
3.1. Méthode numérique	34
3.1.1 Méthodes de différence finies.....	34
3.1.2 Méthodes des éléments finis	35
3.1.3 Méthodes spectrales.....	35
3.1.4 Méthodes des volumes finis	35
3.2 Discrétisation.....	36
3.3 Mise en œuvre numérique.....	36
3.4 Structure du code ANSYS CFX.....	37
3.5 Choix du modèle d'écoulement	38
3.5.1 Application du modèle VOF pour deux phases	38
3.5.1.1 Equations du taux de présence	38
3.5.1.2 Propriété	39
3.5.1.3 Le schéma de reconstruction lié à la méthode VOF	39
3.6 Choix du modèle de turbulence	40
3.7 Choix du schéma de discrétion	40
3.8 Choix du schéma d'interpolation de la pression	40
3.9 Choix de la méthode de couplage pression-vitesse	41

3.10 Résolution numérique	41
3.10.1 Critères de convergence	41
Conclusion	42

Chapitre 4

Résultats et discussions

Introduction.....	43
4.1 Validation du modèle VOF de CFX sur des cas de la littérature	43
4.1.1 Validation I.....	43
4.1.2 Validation II	46
4.1.3 Validation III.....	49
4.2 Cas de simulation réelle à l'échelle environnementale.....	52
4.2.1 Présentation du barrage Béni Haroun	52
4.2.2 Hypothèse.....	52
4.2.3 Pre-processor.....	53
4.2.3.1 Maillage	54
4.2.4 Réglage sur CFX-pre	55
4.2.4.1 Conditions aux limites	55
4.2.4.2 Configuration du modèle	56
4.2.4.3 Initialisation des paramètres.....	56
4.2.4.4 Choix du pas de temps	56
4.2.4.5 Contrôle sur le solveur	56
4.2.4.6 Contrôle sur les paramètres de sortie.....	57
4.2.5 Résultats et discussions	57
Conclusion	61
Conclusion générale	62

Références bibliographiques

Annexes

Liste des symboles

L : Largeur de la masse d'eau.

H : Hauteur d'eau dans le canal.

D : Hauteur du canal.

d : Largeur du canal.

h_d : Niveau d'eau au moment initial.

\vec{v} : Vecteur de vitesse instantanée.

S_m : Terme source.

$\bar{\phi}$ et $\bar{\psi}$: Composantes moyennes.

U : Composante de la vitesse de l'écoulement suivant la direction x .

V : Composante de la vitesse de l'écoulement suivant la direction y .

P : La pression.

\bar{P} : La pression moyenne.

ρ : La masse volumique de fluide.

μ : La viscosité dynamique de fluide.

\bar{U} : Composante de la vitesse moyenne de l'écoulement suivant la direction x .

\bar{V} : Composante de la vitesse moyenne de l'écoulement suivant la direction y .

u : Composante de la vitesse fluctuante de l'écoulement suivant la direction x .

v : Composante de la vitesse fluctuante de l'écoulement suivant la direction y .

ν_T : Viscosité cinématique turbulente.

k : Energie cinétique turbulente.

ε : Taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente.

g : Accélération de la pesanteur.

\bar{k} : Energie cinétique moyenne turbulente.

$\bar{\varepsilon}$: Taux de dissipation moyenne de l'énergie cinétique turbulente.

$\sigma_k, \sigma_\varepsilon, c_{\varepsilon_1}$ et c_{ε_2} : Constante numérique lié au modèle k - ε .

$c_\mu, \sigma_\varepsilon, c_{\varepsilon_1}$ et c_{ε_2} : Constantes déduites de résultats d'expériences.

\dot{m}_{pq} : Transfert de la masse de la phase p vers la phase q .

\dot{m}_{qp} : Transfert de la masse de la phase q vers la phase p .

Sa_q : Source de la masse de la phase q.

t : Temps.

a_q : Taux de présence (fraction volumique) de la phase q.

\vec{v} : Vecteur de vitesse de la phase q.

ρ_q : Masse volumique de la phase q.

ϕ' et ψ' : Composantes fluctuantes.

$\bar{\phi}$ et $\bar{\psi}$: Composantes moyennes.

Liste des figures

Figure (1.1) : Composition d'un barrage	3
Figure (1.2) : Photo prise sur le site d'un barrage en biton (Barrage Cheurfas II à MASCARA)	4
Figure (1.3) : Exemple d'un barrage en remblais (Barrage Goscheneralp Uri)	5
Figure (1.4) : Coupe verticale d'un barrage en enrochement	5
Figure (1.5) : Coupe verticale d'un barrage en terre	6
Figure (1.6) : Image satellite du barrage poids S.Abdelli (W.Ain Temouchent)	7
Figure (1.7) : Schéma d'un barrage poids béton	7
Figure (1.8) : Photo satellite du barrage TICHY HAF (Bouhamza Bejaia).	8
Figure (1.9) : Déversement sur la crête.	10
Figure (1.10) : Erosion interne dans la digue du barrage	11
Figure (1.11) : Phénomène « effet piston »	11
Figure (1.12) : Vue du Barrage Fergoug après la rupture du 25 novembre 1927	13
Figure (1.13) : Vue du barrage de St Francis	14
Figure (1.14) : État du barrage de St Francis après la rupture	14
Figure (1.15) : Vue du barrage de Malpasset	15
Figure (1.16) : État du barrage de Malpasset après la rupture	15
Figure (1.17) : État du barrage South Fork : a) Avant rupture, b) après rupture	16
Figure (1.18) : Probabilité de rupture des ouvrages en béton et en remblai en fonction de leur hauteur	17
Figure (1.19) : Configuration initiale de l'effondrement d'une colonne d'eau	20
Figure (1.20) : Evolution de la pression sur le mur opposée, en (d, 0.192H) et Comparaison.	21
Figure (1.21) : Geometries de la simulation.	22
Figure (1.22) : profile de la surface libre à t=0.16 s.	22
Figure (1.23) : Image de résultats numérique et expérimentale.	23
Figure (1.24) : Comparaison entre les résultats numérique et expérimentale.	24
Figure (1.25) : Limite de la zone inondée.	25
Figure (1.26) : Vu de face et vue de dessus du canal.	26

Figure (3.1)	Étapes de traitements et calculs dans les codes CFX.	36
Figure (3.2)	Exportation des données dans ANSYS CFX.	38
Figure (3.3)	: Distribution de phase d'un écoulement à surface libre avec le modèle VOF.	39
Figure (3.4)	: Etapes de calcul d'interface.	40
Figure (4.1)	: Domène de la simulation.	44
Figure (4.2)	: Maillage.	45
Figure (4.3)	: Distribution de la phase eau à t=0.16	45
Figure (4.4)	: Profile de la surface libre à t=0.16s.	46
Figure (4.5)	: Géométrie de la simulation.	47
Figure (4.6)	: Variation de la pression en fonction du temps en point 1.	47
Figure (4.7)	: Variation de la pression en fonction du temps en point 2.	48
Figure (4.8)	: Variation de la pression en fonction du temps en point 3.	48
Figure (4.9)	: Variation de la pression en fonction du temps en point 4.	49
Figure (4.10)	: La phase eau à l'état initial t=0s	50
Figure (4.11)	: La phase eau à t=0.53s	50
Figure (4.12)	: La phase eau à t=0.83s	50
Figure (4.13)	: La phase eau à t=1.53s	51
Figure (4.14)	: La phase eau à t=1.83s	51
Figure (4.15)	: La phase eau à t=1.97s	51
Figure (4.16)	: Variation de la pression sur le mur opposée au point de cordonné (d, 0.192H)	52
Figure (4.17)	: Démarche pour l'estimation du niveau d'eau dans canal.	53
Figure (4.18)	: Géométrie	54
Figure (4.19)	: Maillage du domaine	55
Figure (4.20)	: Conditions aux limites	56
Figure (4.21)	: Distribution de la phase eau à t=0s	57
Figure (4.22)	: Distribution de la phase eau à t = 1s	58
Figure (4.23)	: Distribution de la phase eau à t = 2s	58
Figure (4.24)	: Distribution de la phase eau à t = 4.8s	59

Figure (4.25) : Distribution de la phase eau à $t = 10s$.	59
Figure (4.26) : Distribution de la phase eau à $t = 15s$.	60
Figure (4.27) : Distribution de la phase eau à $t = 20s$.	60

Liste des abréviations

CIGB: Commission internationale des grands barrages.

ICOLD: « Lessons from Dam Incident », Rapport de la commission internationale des grands barrages.

PPI : Plan particulier d'intervention.

SPH : Smoothed Particle Hydrodynamics.

CFD : Computational fluid Dynamics (mécanique des fluides numérique).

RANS : Reynolds average Navier Stokes (équation de Navier Stokes Reynolds de moyennées).

VOF : Volume of fluid (volume de fluide).

MDF : Méthodes des différences finies.

MEF : Méthodes des éléments finis.

MS : Méthodes spectrales.

MVF : Méthodes des volumes finis.

CAO : Conception assisté par ordinateur

CFL : CFX Expression language.

RMS : Racine carrée moyenne.

Chapitre 1

Phénomène de rupture et synthèse bibliographique

Introduction

La rupture d'un barrage est un phénomène complexe, imprévisible, ravageur et parfois très meurtrier. Dans ce chapitre nous essayerons de décortiquer le phénomène de la rupture, par le plans suivant : un petit aperçu sur les barrages, quelque causes et scénarios de rupture, exemple de rupture et vers la fin on présentera les différentes études qui ont été faites sur la rupture des barrages.

1.1 Définition d'un barrage

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques construits en travers de cours d'eau, Oueds ou fleuve afin d'emmagasiner de l'eau pour des utilisations en approvisionnement d'eau potable, irrigation, énergie, industrie et laminage des crues. Les barrages sont considérés comme des ouvrages importants et leur construction affecte souvent les budgets des états surtout dans les pays du tiers monde. La construction d'un barrage nécessite la coordination de plusieurs compétences multidisciplinaires (hydraulique, génie civil, géologie, géopolitique, électronique et automatique). La réalisation d'un barrage nécessite beaucoup de temps comparativement à d'autres ouvrages d'art. Généralement un barrage se compose d'une digue, une retenue, une tour de prise, un évacuateur de crue, ...etc.

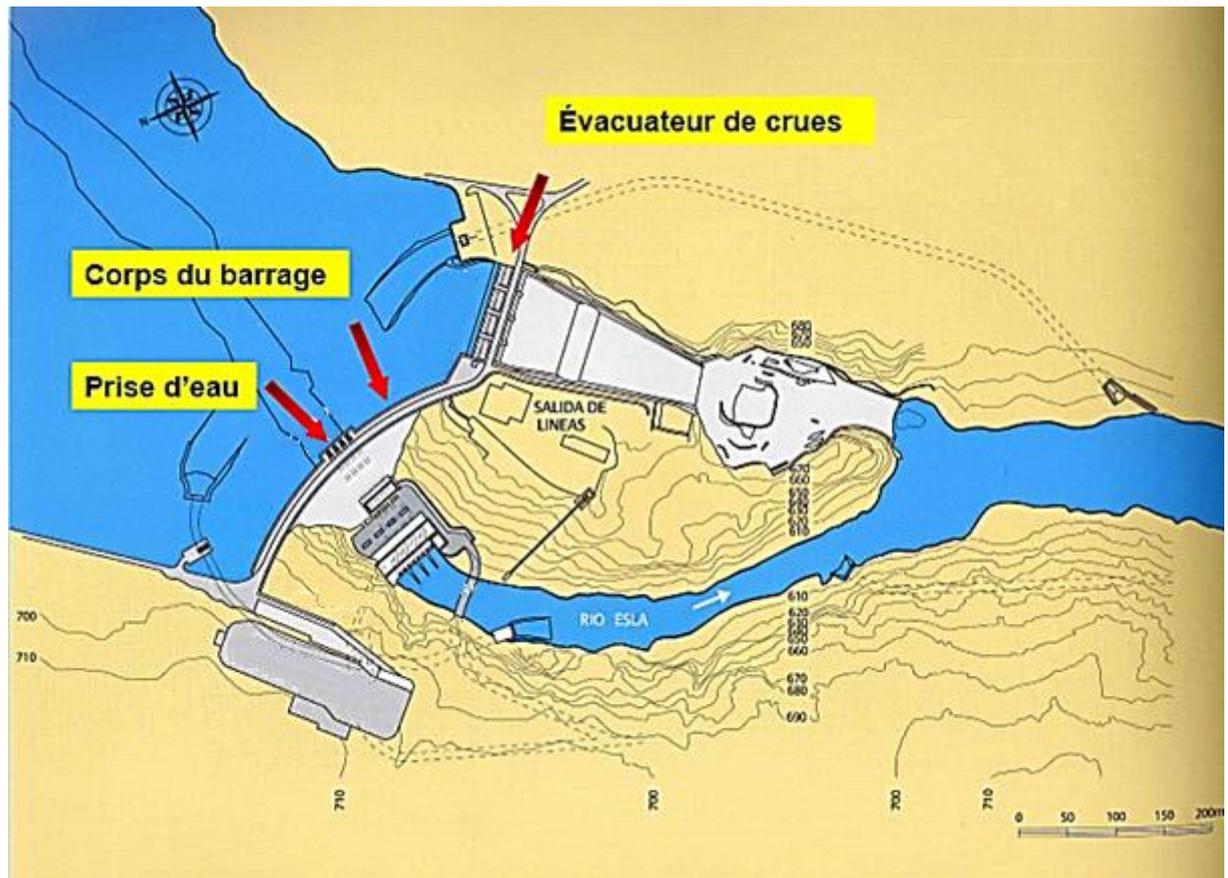


Figure (1.1) : Composition d'un barrage

1.2 Types de barrages

Selon la bibliographie, les barrages peuvent être classés selon trois modes à savoir : les matériaux de construction, la manière de s'opposer à l'eau et la classification de la CIGB (Commission internationale des grands barrages)

1.2.1 Matériaux de construction

- **Barrage en béton**

Ce sont des barrages construits avec d'énormes quantités de béton. À titre d'exemple, la construction du barrage des trois gorges en Chine a nécessité l'utilisation de plus de 60 millions de tonnes de béton. Lors de la construction de ce type de barrage, des systèmes de refroidissement sont utilisés en raison du caractère exothermique du béton pour éviter l'effondrement de la digue. Un exemple de barrage en béton est donné sur la figure (1.2).



Figure (1.2) : Photo prise sur le site d'un barrage en béton (Barrage Cheurfas II à MASCARA)

- **Barrage en remblais**

Les barrages en remblais sont construits avec un matériau meuble (roche + terre). Les barrages en remblais sont conçus de manière à contrer la force de poussée de l'eau par le poids et la forme triangulaire étendue de la digue comme le montre la figure (1.3).

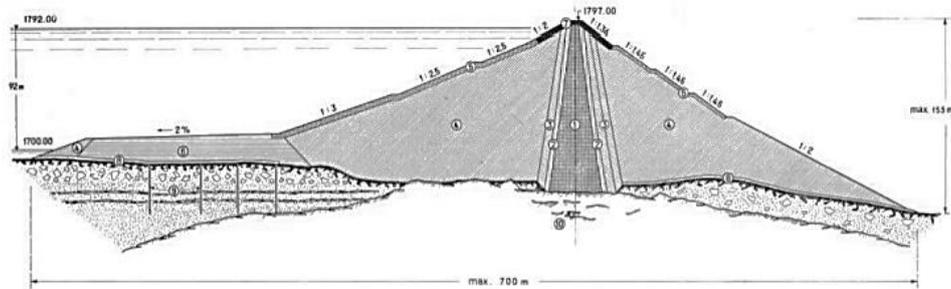
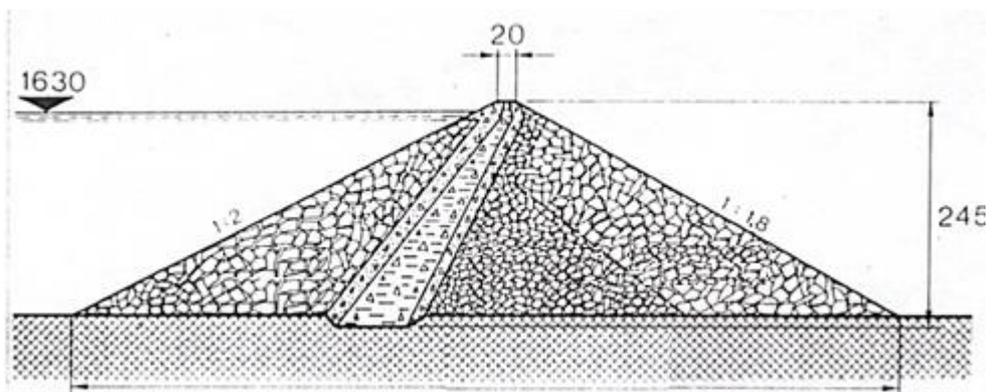


Figure (1.3) : Exemple d'un barrage en remblais (Barrage Goschenalp Uri)

- **Barrage en enrochement**

Dans ce type de barrage, le matériau dominant dans corps du barrage est la roche avec différentes tailles comme il est montré dans la figure (1.4).



;

Figure (1.4) : Coupe verticale d'un barrage en enrochement

- **Barrage en terre**

Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressible. Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé. Une coupe verticale dans un barrage en terre est représentée sur la figure (1.5).

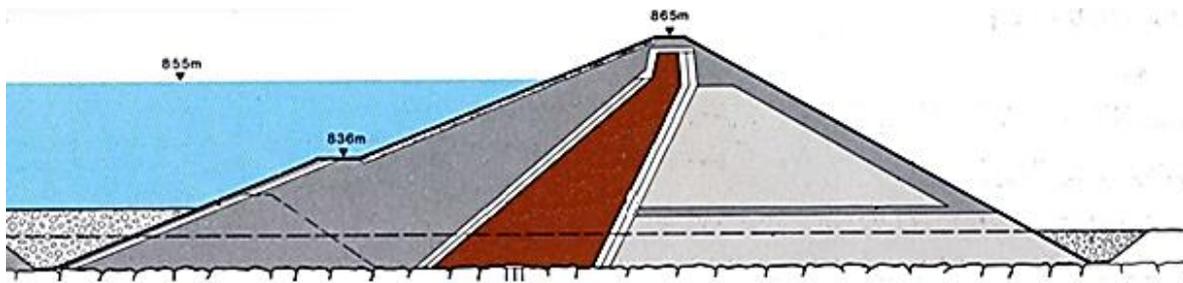


Figure (1.5) : Coupe verticale d'un barrage en terre

- **Barrage en stérile**

Le matériau dominant dans la construction de ce type de barrage est le stérile minier qui est constitué par les sols et roches excavés lors de l'exploitation d'une mine après récupération de la partie commercialement valorisable qui constitue le minerai.

1.2.2 La manière de s'opposer à l'eau

Selon la façon avec laquelle le barrage résiste à la force de poussée de l'eau, on distingue deux types : barrage poids et barrage voûte

- **Barrage poids**

Un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent épais dont la forme est généralement simple (voir figure 1.6).

Les barrages remblai, terre et enrochement sont classés dans cette catégorie, même s'ils fessaient le poids en terme de résistance, les matériaux de leur construction (terre, roche et le remblai) ont été remplacés par du béton, (voire les figure 1.7).



Figure (1.6) : Image satellite du barrage poids S.Abdelli (Tlemcen)

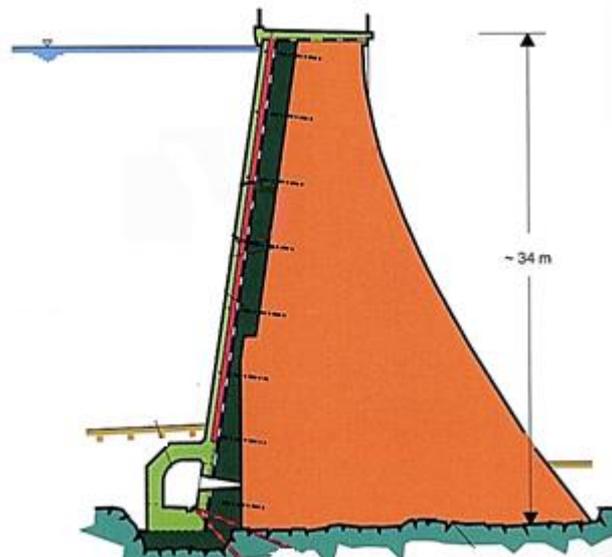


Figure (1.7) : Schéma d'un barrage poids béton

- **Barrage voûte**

Un barrage voûte est constitué d'un mur en béton armé arqué. Dans ce type de barrage, la poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée. La figure (1.8) montre une photo satellite du barrage voûte de Tichi Haf (Bejaia).



Figure (1.8) : Photo satellite du barrage TICHY HAF (Bouhamza, Bejaia)

1.2.3 Classification de la CIGB

Selon la CIGB, un barrage est grand si sa hauteur dépasse 15 mètres ou si sa hauteur varie entre 10 à 15 m avec une largeur de 500 mètres ou plus tout en ayant un volume supérieur à deux hm³.

1.3 Phénomène de rupture de barrage

La rupture d'un barrage est un phénomène plutôt rare, mais, lorsque qu'il survient, il donne naissance à une véritable catastrophe à cause de la libération brutale de la quantité d'eau stockée sous forme d'une onde de crue avec des vitesses et des hauteurs d'eau impressionnantes emportant tout sur son passage[1].

Aucune crue naturelle ne peut rivaliser avec la violence et la rapidité de celle issue de la rupture d'un barrage.

1.3.1 Cause de rupture

Les causes de rupture d'un barrage proviennent essentiellement de la ruine ou de la détérioration de la digue. Ces causes sont multiples et liées aux matériaux de construction du barrage (remblai ou béton).

1.3.1.1 Cas d'un barrage remblai

Dans le cas d'un barrage remblai, les causes de rupture sont les suivantes :

- Déversement par-dessus le barrage par défaut du système d'évacuation ;
- Érosion interne le long du contact avec les fondations ;
- Tassement important dans les fondations ;
- Renards qui sont dus aux fissures par tassement ;
- Hétérogénéités dans les fondations ou le barrage lui-même.

1.3.1.2 Cas d'un barrage béton

Dans le cas d'un barrage béton, les causes de rupture sont essentiellement dues aux :

- Défaut de stabilité du barrage ;
- Discontinuité des fondations ;
- Défaut dans les systèmes de drainages ;
- Perméabilité élevée.

1.3.2 Mode de rupture

De manière générale et par observation des cas de rupture, il existe deux modes :

- ❖ **Rupture brutale** : Ce mode de rupture est caractérisé par un effacement instantané du barrage accompagné d'une vidange rapide et simultanée de la cuve. Ce mode est très dangereux car il est imprévisible. Beaucoup de travaux scientifiques ont été consacrés à ce mode de rupture [1].
- ❖ **Rupture graduelle** : ce mode de rupture est moins endommageant que le précédent car il est prévisible. Il se produit progressivement suite à des fissurations ou érosions. Ce mode de rupture est le plus répandu dans la grande majorité des cas de rupture de barrages.

1.3.3 Scénarios de rupture

Le scénario de rupture diffère d'un barrage à un autre. Il dépend du matériau utilisé lors de la construction de la digue, la manière de contrer la pression de l'eau, type de fondation, condition géologique du site, condition hydrogéologique du réseau...etc.

Dans ce qui suit, nous allons énumérer les scénarios les plus probables pour les deux types de barrages béton et remblai.

1.3.3.1 Rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme

Lors d'un séisme dont la magnitude est supérieure à celle prise dans le dimensionnement du barrage, une faille horizontale se produit dans la partie supérieure du barrage provoquant un effondrement brutal et très endommageable de la digue. Dans ces situations, le séisme peut aussi provoquer un glissement ou une fissure suivant un plan horizontal au pied du barrage similaire à ceux dus à une déficience dans le système de drainage.

1.3.3.2 Erosion par déversement sur la crête dû à une crue extrême

Ce cas se produit lors d'une submersion de la crête du barrage en raison d'une insuffisance ou d'une obstruction des systèmes d'évacuation des crues. Dans de telles situations, une érosion lente du barrage se développe comme le montre la figure (1.9).

Le même scénario pourrait être provoqué par la génération d'une vague engendrée par une avalanche, chute de blocs.

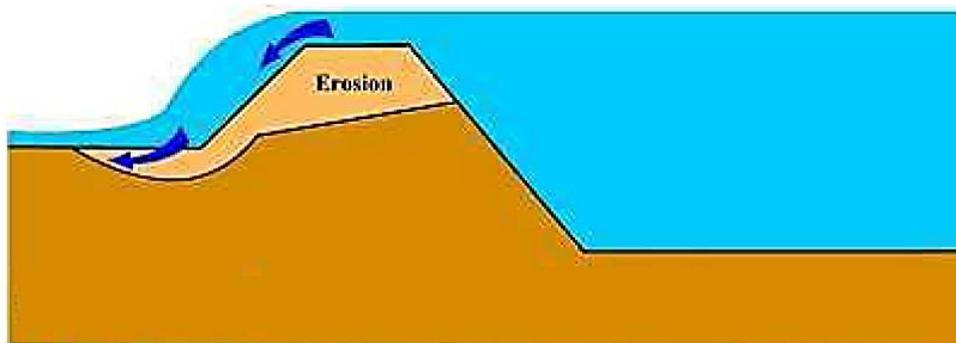


Figure (1.9) : Déversement sur la crête [2]

1.3.3.3 Erosion interne due à un défaut de drainage

Un défaut dans le système de drainage implique une mise sous pression des parties inférieures du barrage. Cette surpression engendre un glissement puis une formation de fissures figure (1.10).

Les dommages qui peuvent être provoqués par ce scénario sont maîtrisables si le défaut dans le système de drainage est décelé à temps et que les travaux de réparation sont réalisés dans les délais.

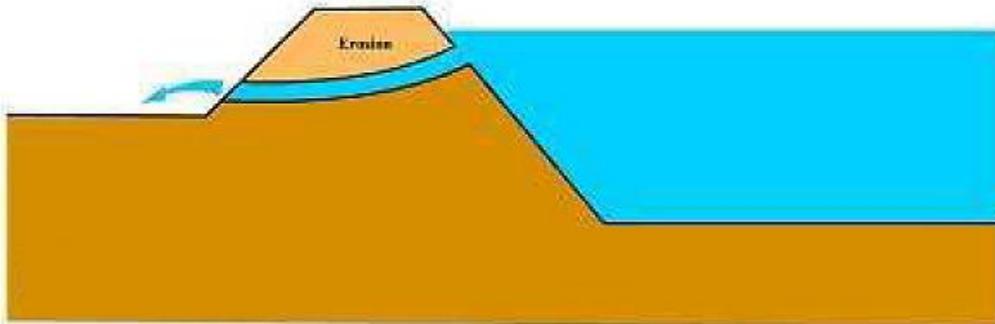


Figure (1.10) : Erosion interne dans la digue du barrage[2]

1.3.3.4 Déséquilibre sous la pression

Dans la catégorie des barrages poids, si l'eau se forge un chemin du réservoir jusqu'aux fondations du barrage comme il est montré sur la figure (1.11), sous l'effet de la pression, le corps du barrage sera soulevé et translaté par l'énorme volume d'eau stocké. Ce phénomène est appelé l'effet piston.

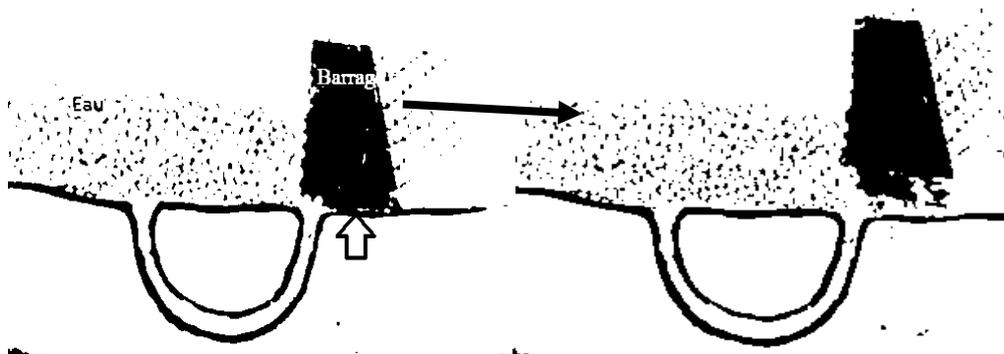


Figure (1.11) : Phénomène « effet piston ».

1.3.3.5 Attentat ou sabotage

En périodes de guerre ou de conflits géopolitiques, les barrages peuvent être comme cible d'attentat ou sabotage de la part de l'ennemi. Ce récit extrait montre que la destruction d'un barrage par attentat constitue une cible facile à atteindre et que la sécurité au niveau de ces ouvrages doit être renforcée en périodes de guerre ou conflits.

« Pendant la 2^{ème} guerre mondiale, un soldat a été chargé de saboter un pont pour affaiblir le réseau de déplacement de l'ennemi. Le soldat n'ayant pas eu assez d'explosif pour faire sauter le pont, il a placé l'explosif dont il dispose dans une partie sensible d'un barrage (pied de la digue) se trouvant à l'amont du pont. En amorçant l'explosif, la digue a cédé et une onde de crue a été libérée en créant des dégâts considérables y compris la destruction du barrage ».

D'une manière plus technique, si le barrage est ciblé par un missile dans le tiers supérieur de la digue ou un sabotage dans une galerie, cela conduira à un effondrement brutal de la digue et des dommages considérables.

1.3.4 Exemples de rupture de barrages en Algérie

Durant la période de la colonisation française, des ruptures ont été enregistrées, le barrage Fergoug, le barrage et Cherfa (Willaya de Mascara) et Sig.

1.3.4.1 Rupture du barrage FERGOUG (W. MASCARA)

Le barrage de FERGOUG est construit en travers du oued Habra il est à environ 10 km de al Mohhamadia (W. MASCARA), doté d'une hauteur de 35 m est une capacité de 30 hm³ le barrage a subi plusieurs ruptures aux filles des années, en 1872 une crue de 700 m³ /s provoqua une faille dans le corps du barrage mesurant 12 m de hauteur et 55 m de longueur, le débit qui s'est échappé de ce trou a été estimé à 5600 m³ /s. Après cet incident qui a causé beaucoup de dégât, l'édifice a été reconstruit avec des améliorations sur les fondations et la paroi, mal de dégât, l'édifice a été reconstruit avec des améliorations sur les fondations et la paroi, 1878 fut l'année de l'achèvement des travaux.

En 1927, une crue de 2300 m³ /s fait un énorme trou de 16 m de hauteur et 200 m de longueur dans le barrage. En d'autre terme, le barrage a été complètement détruit. Cette dernière rupture a causé la destruction des ponts et l'effondrement de maison à l'aval et plusieurs noyades [3].

LE BARRAGE DE L'OUED FERGOUG APRES LA CATASTROPHE DE 1927.



Figure (1.12) : Vue du Barrage Fergoug après la rupture du 25 novembre 1927

1.3.4.2 Barrage de CHEURFA

Le barrage de Cheurfa est situé à Mekerre wadi à environ 20 km en amont de Sig, construit en 1882 pour assurer l'irrigation des plaines agricoles de Sig, le barrage est doté d'une capacité de 17 hm^3 et une hauteur de 42 m. Le 8 février 1885 du soir, une crue résultante d'une pluie torrentielle érode les terres de la rive droite et cause l'effondrement du côté droit du barrage Cheurfa. Ceci est due certainement au manque de données hydrologiques lors du dimensionnement. Le barrage Cheurfa a été réparé et mis en service en 1892[3].

1.3.4.3 Barrage Sig (wilaya de Mascara)

Le barrage de Sig, ayant une capacité de 3 hm^3 et une hauteur de 21m, a été endommagé considérablement par la même crue qui a touché le barrage de Cheurfa.

1.3.5 Exemple de rupture dans le monde

À travers le monde, environ 2000 ruptures de barrages sont enregistrées. Dans cette partie on se limitera à trois cas de ruptures, pour d'autres exemples, consultez l'annexe (A).

1.3.5.1 Rupture du barrage de St Francis

Le barrage St Francis, construit en travers de la rivière San Francisco Creek en Californie, est de type voûte (figure (1.13)) ayant une hauteur de 62 m et une largeur de 213 m. En 1928, il s'est partiellement fragmenté en raison d'une défectuosité dans sa fondation. L'onde provoquée a libéré des blocs en béton de 10000 tonnes environ sur plus de 100 m à l'aval. La rupture de ce barrage a causé la mort d'environ 450 personnes. Cette catastrophe de rupture de barrage a servie de leçon et entraîné à une révision profonde des normes de conception et de contrôle des barrages dans tous les états d'Amérique [4].

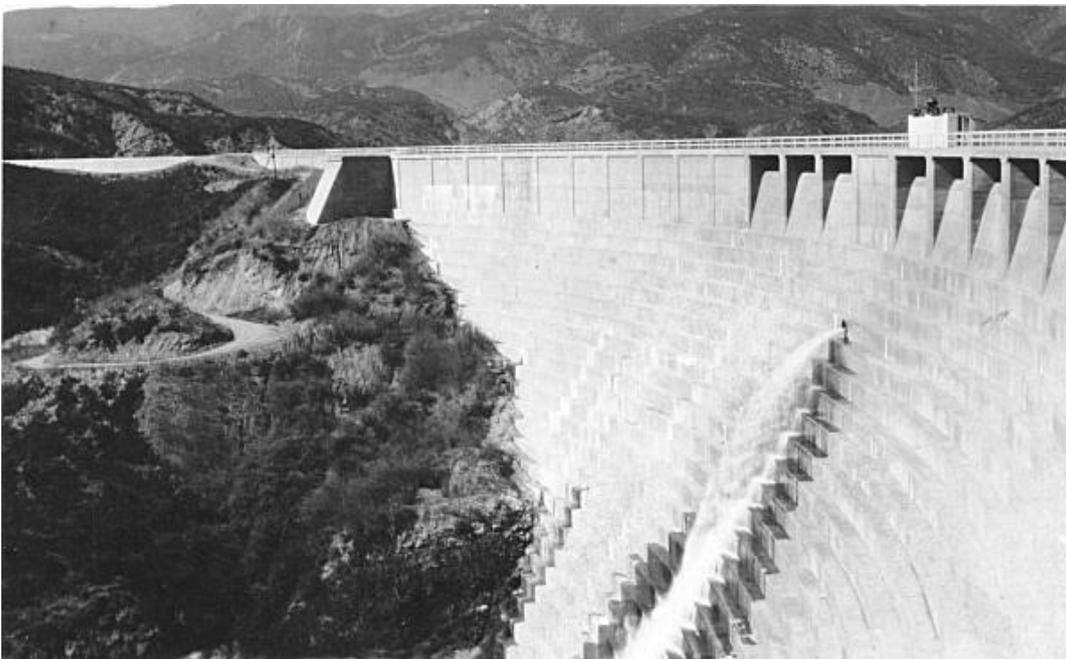


Figure (1.13) : Vue du barrage de St Francis



Figure (1.14) : Etat du barrage de St Francis après la rupture

1.2.5.1 Le barrage de Malpasset (France)

Le barrage de Malpasset se trouve dans la vallée du Reyran dans le département du Var en France. Le barrage, de type voute mince à double courbure, est d'une hauteur de 66 m, de une largeur 223 m en crête et de moyennes capacités (Figure (1.15)). En 1959, par faute de résistance de la roche du côté droit, cette dernière a littéralement explosé. La crue de rupture a causé des dégâts considérables et a fait 433 victimes. La rupture du barrage de Malpasset est à l'origine de la mise en place des premières législations en matière de sécurité des barrages en France [4].

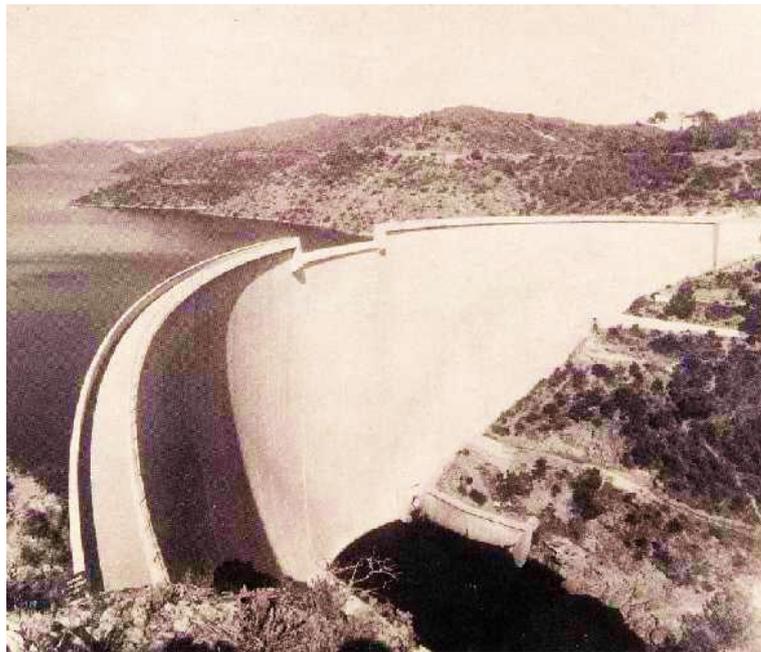


Figure (1.15) : Vue du barrage de Malpasset



Figure (1.16) : Etat du barrage de Malpasset après la rupture

1.2.5.2 Le South Fork (Johnstown USA)

Le barrage de South Fork est, construit sur le canal de Pennsylvanie aux états unis en 1852, il est d'une hauteur 62 m et d'une largeur de 256 m et d'une capacité de 18.5 hm³. L'ouvrage a subi deux ruptures. La première, partielle, s'est produite en 1862 dix ans après sa construction. La deuxième plus dévastatrice s'est produite en 1889 suite à une pluie torrentielle. L'ouvrage fut submergé et par conséquent a rapidement laissé s'échapper une énorme quantité d'eau par une brèche d'environ 128 m de largeur. La crue de rupture a dévalé vers Johnstown par une vallée étroite et a déferlé sur les quartiers bas de la ville densément peuplée. On a rapporté plus de 2200 morts et une centaine de millions de dollars de dommages [4] (figure (1.17)).



Figure (1.17) : Etat du barrage South Fork : a) Avant rupture, b) après rupture

1.4 Statistiques sur la rupture des barrages

Certains organismes regroupant des spécialistes des barrages tiennent des relevés et effectuent des statistiques sur les accidents et les ruptures des barrages et les analysent régulièrement depuis environ un siècle. Les techniques d'enquête concernant ce sujet sont devenues vraiment fiables lorsque la commission internationale des grands barrages a effectué sa première enquête mondiale dans les années 1960. Depuis elle réitère cet exercice tous les dix ans en commence à avoir des informations assez précises sur les tendances historiques et les particularités qui caractérisent la sécurité du parc mondial des barrages et des digues'. De leurs travaux, on peut dégager deux conclusions relatives à la rupture des barrages :

- Parmi toutes les causes de ruptures recensées, deux causes se distinguent nettement : la première est l'insuffisance dans l'évacuation, responsable de 35% des ruptures

documentées, et la deuxième regroupe les problèmes de fondations, relevés comme cause directe dans 25 % des cas.

- La probabilité de rupture des barrages en béton dépend peu de leur hauteur, contrairement à celle des barrages en remblai. À cet égard, la figure (1.18) permet de comparer la probabilité de rupture des deux types d'ouvrages en fonction de leur classe de hauteur.

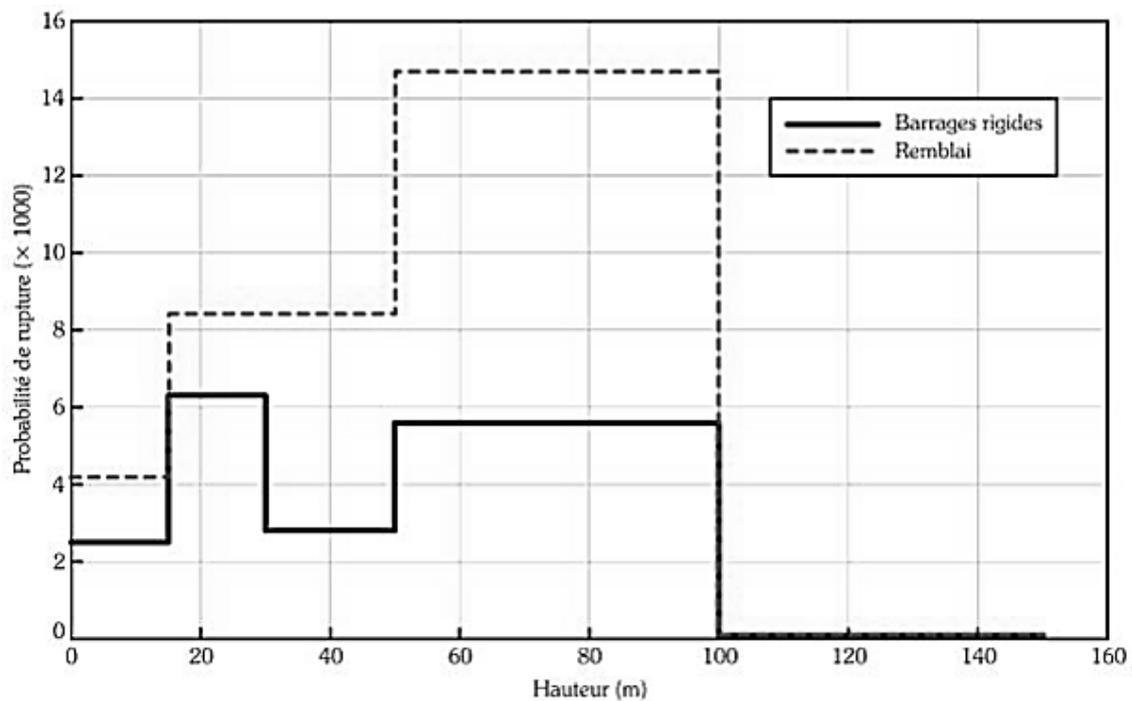


Figure (1.18) : Probabilité de rupture des ouvrages en béton et en remblai en fonction de leur hauteur [4]

1.5 Etudes antérieures sur la rupture des barrages

Dans ce qui suit nous nous intéressons à des travaux scientifiques qui ont été consacré à l'étude de la rupture de barrages et nous les classons par ordre chronologique.

1.5.1 Etude analytique de Ritter (1892)

Ritter fut l'un des premiers auteurs à avoir travaillé sur l'onde de rupture d'un barrage. En effet, Ritter publia en 1892 ses nouveaux résultats sur la solution analytique d'une onde de rupture [4].

En se basant sur des hypothèses simplificatrices telles que : canal rectangulaire, pente nulle, fond aval sec et pertes d'énergies dues aux frottements négligeables, l'auteur a résolu

analytiquement les équations de propagation dynamique de l'onde pour obtenir l'évolution de la hauteur et la vitesse de l'eau suivant la direction principale de l'onde.

Aussi, il a détecté à la fois, l'existence d'un point fixe sur la section du barrage, l'existence d'une onde négative caractérisée par une hauteur égale à la profondeur initiale de l'écoulement "H", il a affirmé que les vitesses de l'onde négative et celle du front sont constantes, la surface libre est une parabole qui tourne autour du point fixe (Les équations et la solution sont dans l'annexe (B)).

1.5.2 Etude numérique de S Traore et S Diallo (2001)

Dans le cadre de leur mémoire de fin d'études réalisé à l'université de Bejaia, les auteurs ont étudié par voie de modélisation numérique la rupture d'un barrage [5]. Le modèle numérique utilisé est fondé sur la résolution numérique des équations de Saint Venant 1D avec la méthode des différences finies en utilisant un schéma explicite Gabutti.

La validation du modèle a été réalisée sur les résultats trouvés dans les travaux de Bellos et Sakkas. La comparaison des résultats issus de ce modèle avec les résultats d'autres auteurs a montré que ce modèle donne des résultats satisfaisants.

1.5.3 Etude numérique de D Zouaoui . (2005)

Dans le cadre de son mémoire de fin d'études en 2005 à ENP, Zouaoui s'est intéressé à la modélisation et simulation de la propagation de l'onde au sein d'un écoulement à surface libre [6]. Ce type d'écoulement est régi par les mêmes équations utilisées dans l'étude de la rupture d'un barrage.

Cet auteur a également résolu les équations de Saint Venant 2 D avec la méthode des différences finies en utilisant un schéma de Gabutti. Le modèle a été validé et comparé avec des résultats de la littérature (WES).

1.5.4 Etude théorique de H Chanson. (2006)

Dans son article publié dans HUILLE BLANCHE, l'auteur présente une série de solutions analytiques relatives à la rupture instantanée dans un canal rectangulaire, prismatique, et un fond aval initialement sec, avec un réservoir semi-infini [7]. Les résultats de ces solutions théoriques ont été confrontés à des résultats de travaux expérimentaux réalisés dans des canaux de grandes tailles. Selon l'auteur, ces solutions théoriques sont très avantageuses en temps de

calcul et parfaitement adaptés pour enseignements pédagogiques dans les écoles d'ingénieurs et les universités.

1.5.5 Etude par simulation numérique de Y Toubache. (2006)

Dans son mémoire de fin d'études réalisé à ENP, l'auteur a fait un travail spécifique portant sur la détermination des caractéristiques hydrauliques d'une onde de submersion issue d'un effondrement total et instantané d'un barrage, et l'élaboration d'une carte d'inondation à l'aval du barrage de Bordj Bou Arreridj à l'aide du code CASTOR[1].

L'auteur a rencontré des difficultés pour une très bonne utilisation du code CASTOR en raison du manque d'informations nécessaires pour le fonctionnement du code.

1.5.6 Etude de modélisation de Li Y. et al. (2007)

Dans leur article, Li et ses collaborateurs ont exposé deux modèles 1D et 2D pour le calcul des écoulements liés à la rupture d'un barrage. Les deux modèles sont basés sur la résolution des équations de Saint Venant avec la méthode des volumes finis. La confrontation des résultats issus des deux modèles à des résultats expérimentaux a permis de valider les deux modèles. Ensuite les deux modèles ont été couplés et utilisés pour simuler la propagation des vagues dans le canal aval, la submersion de la ville située également à l'aval de la retenue et les différentes durées de rupture de barrage [8].

1.5.7 Etude expérimentale et numérique de Soares-Fraza et Y.Zach (2007)

Les auteurs ont réalisé un travail expérimental et de modélisation pour étudier l'impact de la rupture d'un barrage sur une ville située à l'aval à l'échelle du laboratoire [9]. Le but, est d'analyser les effets de la profondeur et de la vitesse de l'écoulement sur la ville, et aussi de valider un modèle bidimensionnel en volumes finis utilisant les équations de Saint Venant 2D avec les résultats expérimentaux.

Sur le plan expérimental, les auteurs ont traité deux cas : dans le premier cas, les auteurs ont considéré les ruelles de la ville alignées avec la direction de l'écoulement, tandis que dans le deuxième cas la ville est fixée de telle manière à ce que ses ruelles forment un angle par rapport au sens de l'écoulement. L'acquisition des données expérimentales a été faite à l'aide des limnimétries et des techniques d'imagerie digitale.

1.5.8 Etude numérique de FOURAR A et al. (2007)

Une étude numérique de la rupture instantanée d'un barrage et les effets de l'écoulement torrentiel qui y résulte, sur l'aval du canal, pour ça un programme en langage FORTRAN a été

établi. Le programme en question est basé sur la résolution des équations de Saint Venant unidimensionnel par la méthode des Différence finies (schéma explicite).

Plusieurs cas ayant comme variables la rugosité et pente ont été simulés afin de voir leur effet sur le côté aval du canal [10].

1.5.9 Etude numérique J.M. CHERFILS, L. BLONCE, G. PINON, E. RIVOALEN (2010)

L'étude porte sur l'amortissement de la houle générée par une plaque horizontale immergée par approche numérique [11], via un code de calcul qui utilise les équations de Navier Stokes en deux et en trois dimensions d'espace par la méthode SPH (Smooth Particle Hydrodynamics)

L'efficacité des méthodes SPH utilisées a été prouvée par la mise en point d'une simulation, sur l'effondrement d'une masse (dam break) d'eau et son impact sur un mur vertical.

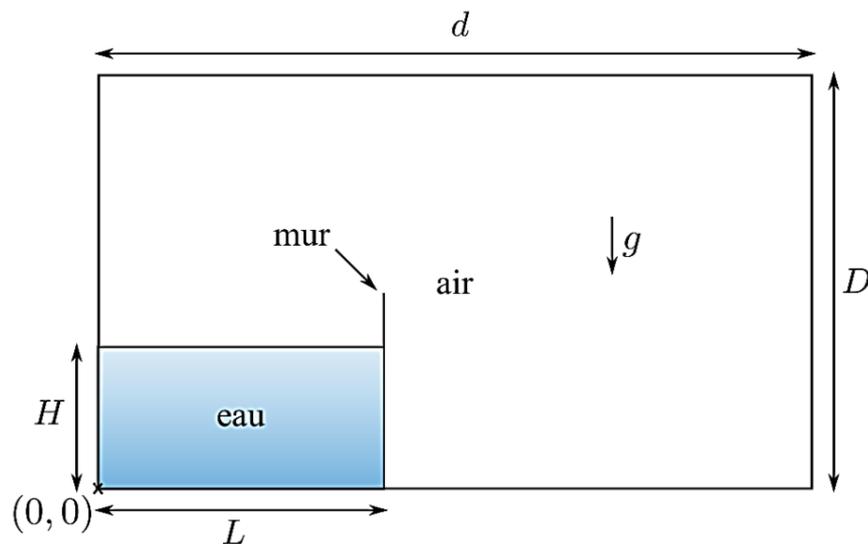


Figure (1.19) : Configuration initiale de l'effondrement d'une colonne d'eau

Un point de coordonnées $(d, 0.192H)$ a été fixé sur la paroi afin de voir l'évolution de la pression au fil du temps de la rupture. Dans la figure (1.20) on trouve les résultats de la simulation avec le modèle SPH et les résultats expérimentaux.

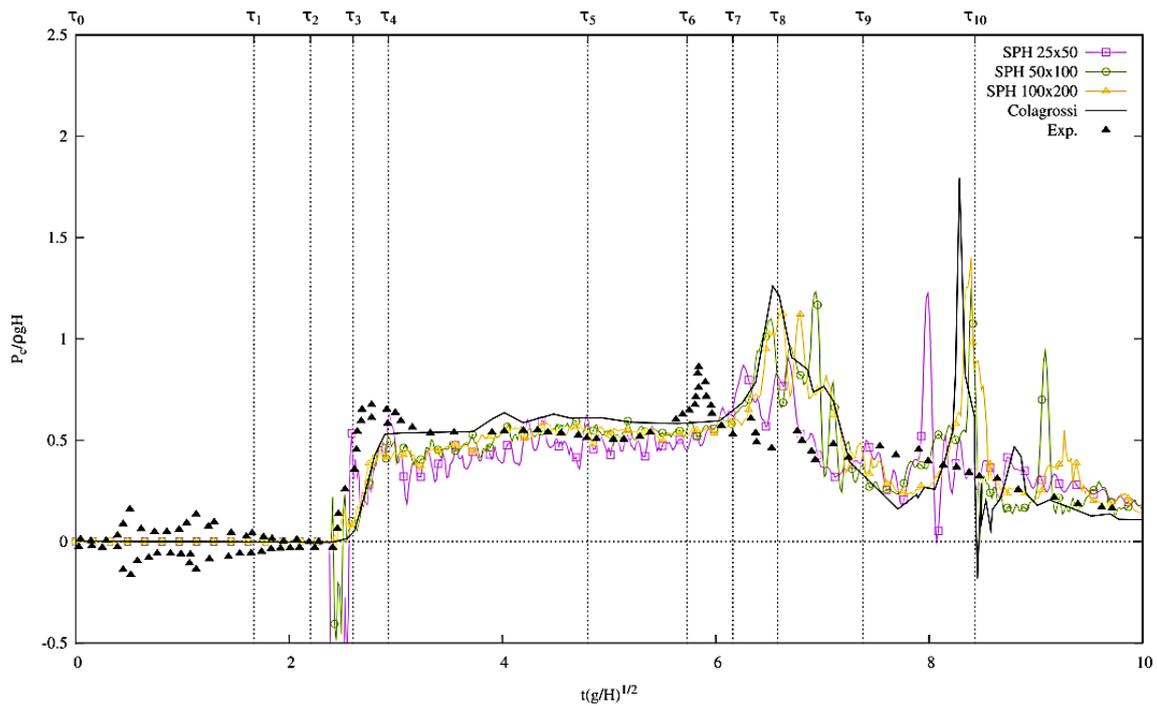


Figure (1.20) : Evolution de la pression sur le mur opposée en $(d, 0.192H)$ et Comparaison entre Les données expérimentales et numériques.

Remarque : d'après la figure (1.20) les résultats numériques sont en accord avec les résultats expérimentaux, donc le modèle SPH donne de bonnes prévisions concernant les propagations des ondes ; dans le chapitre 4 nous y reviendrons afin de comparer nos résultats avec ceux trouvés dans cet article.

1.5.10 Etude modélisation SALHI LAKHDAR (2010)

Dans cette mémoire de magister, le travail est réparti en deux ; la première partie consiste à l'élaboration d'un algorithme (onde de rupture) à partir des équations Sain Venant unidimensionnelle via la méthode des éléments finis pour un canal rectangulaire.

La deuxième partie est la délimitation de la zone à risque d'inondation et la mise au point du plan particulier d'intervention (PPI) à l'aval du barrage Boukerdane (wilaya de TIPAZA) avec les codes TELEMAC (2D) et CASTOR (1D) [12].

1.5.11 Etude numérique LUKAS STRAUSS (2010)

Dans ce Projet on trouve un travail portant sur la simulation numérique de la rupture d'un barrage et une onde solitaire avec un logiciel CFD (Computational fluid dynamics).

Le solveur interprète l'écoulement par la résolution avec la méthode des volumes finis les équations de Reynolds moyenne Navier Stokes (RANS) couplés à un modèle bi-phasique [13].

Conditions aux limites : écoulement en deux phases (eau, air), pente nulle, font aval avec une hauteur la figure (1.21).

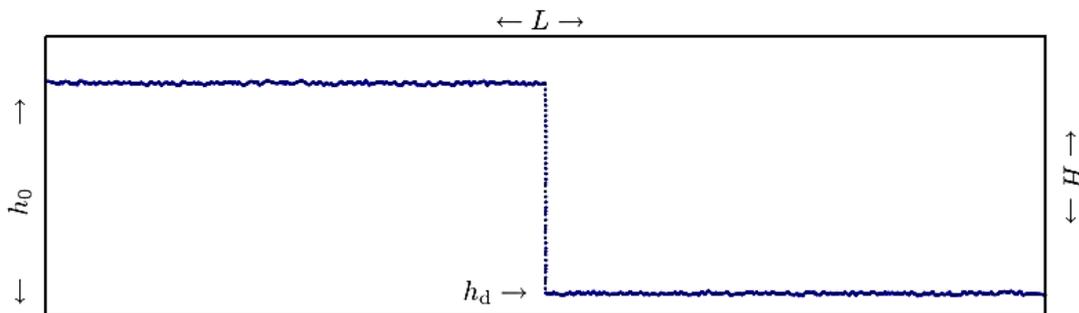


Figure (1.21) : Géométrie de la simulation

- **Résultats**

Les résultats de la simulation ont été comparés aux résultats expérimentaux et à d'autres résultats numériques

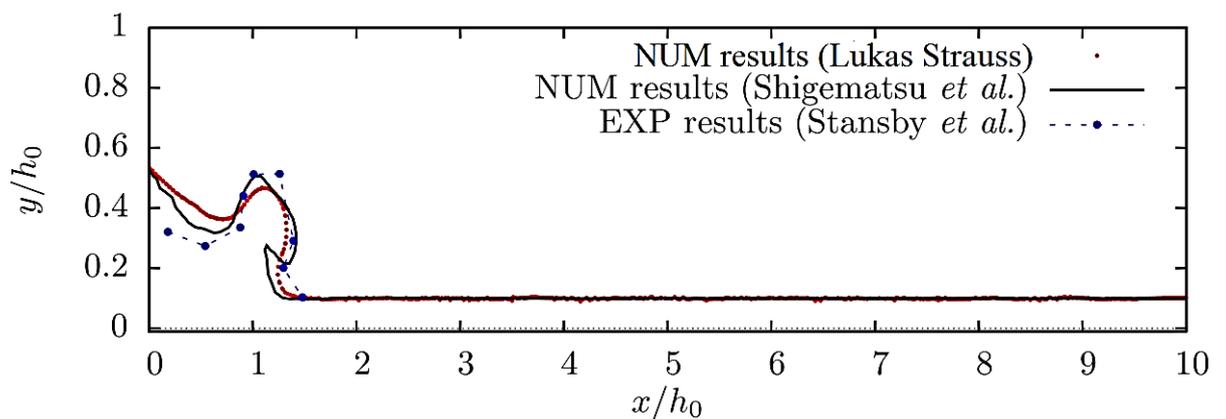


Figure (1.22) : Profil de la surface libre à $t=0.16$ s

1.5.12 Etude numérique et expérimentale de A .N. SAMBE, F. GOLAY, D. SOUS, P. FRAUNIE, R. MARCER (2011)

L'article porte sur une étude numérique des déferlements des vagues, le modèle établi dans cette étude est un modèle bi-fluide qui est basé du les équations de conservation et l'équation de la fraction de la masse mélange φ [14].

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \bar{u}) = 0 \quad ; \quad \frac{\partial \rho \bar{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \bar{u} \otimes \bar{u}) + \nabla p = \rho \bar{g} \quad ; \quad \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \bar{u} \cdot \nabla \varphi = 0$$

La résolution de ces équations a été programmée avec la méthode des volumes fine via le schéma Godenov. Comme cas teste du modèle mis au point, on trouve une simulation 3D sur la rupture d'un barrage avec obstacle, puis une validation par comparassent aux résultats expérimentaux (voir la figure (1.23)).

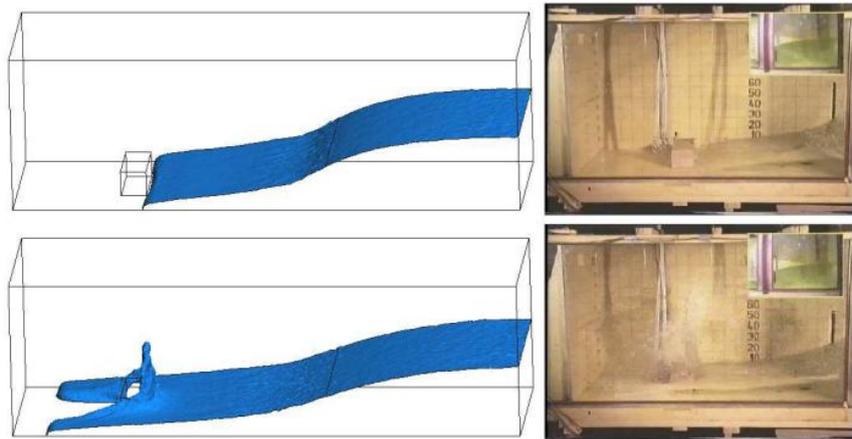


Figure (1.23) : Image comparatif entre le numérique et expérimentale [15]

Sur l'obstacle, 4 points ont été fixés pour prélever la pression pour chaque pas de temps et ils ont obtenu les résultats suivants :

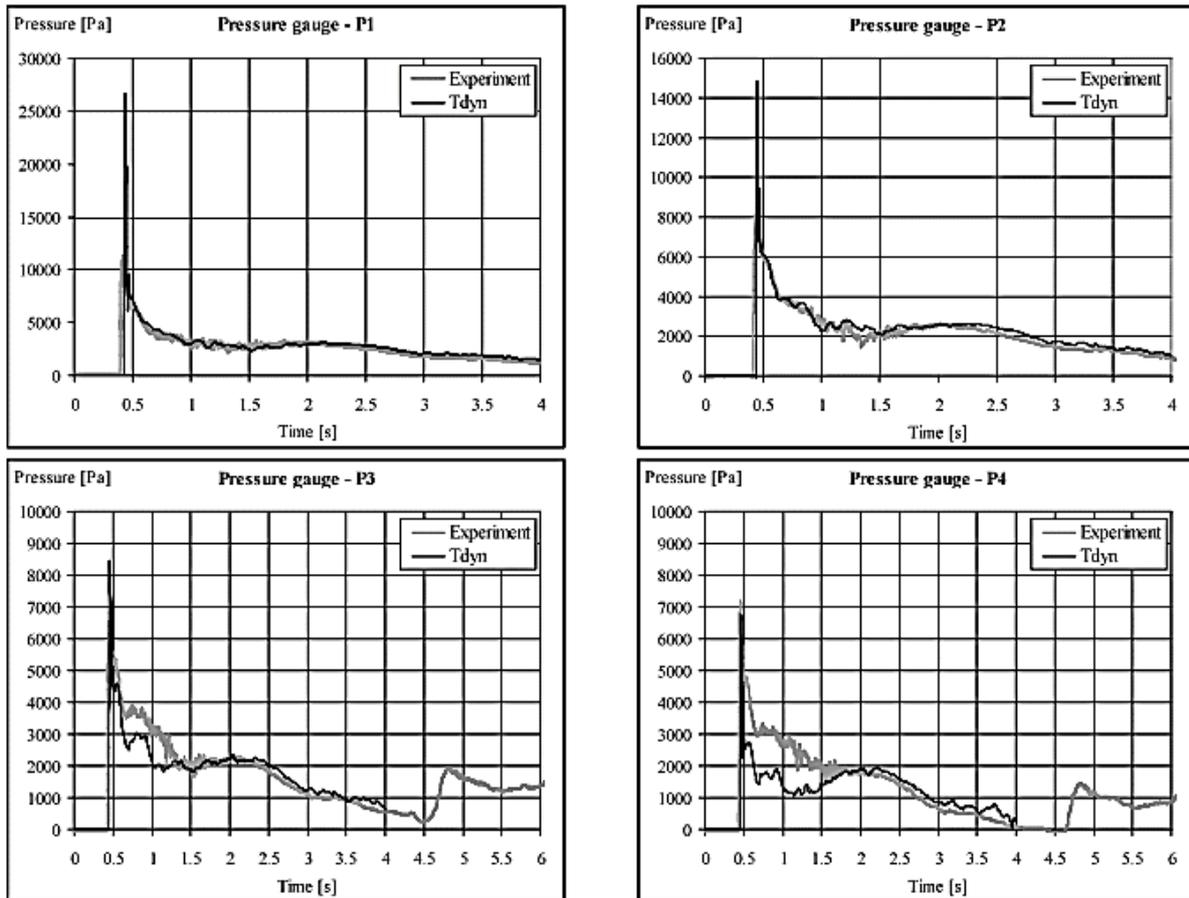


Figure (1.24) : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

Remarque : nous avons développé cette étude, car elle fera l'objet de la validation du solveur que nous allons utiliser.

1.5.13 Etude numérique de M K MIHOUBI et al (2012)

Sur un scénario de rupture totale et instantanée du barrage de Boukerdane (**Sidi Amar - Tipasa**), une simulation numérique bidimensionnelle a été réalisée avec le code TELEMAC-2D, le but de cette simulation a été l'élaboration d'une carte de vulnérabilité comme elle est indiquée dans la figure (1.25) et un plan d'alerte du côté aval du barrage [16].

Le code TELEMAC-2D traite et résout les équations de Saint Venant avec la méthode des éléments finis.

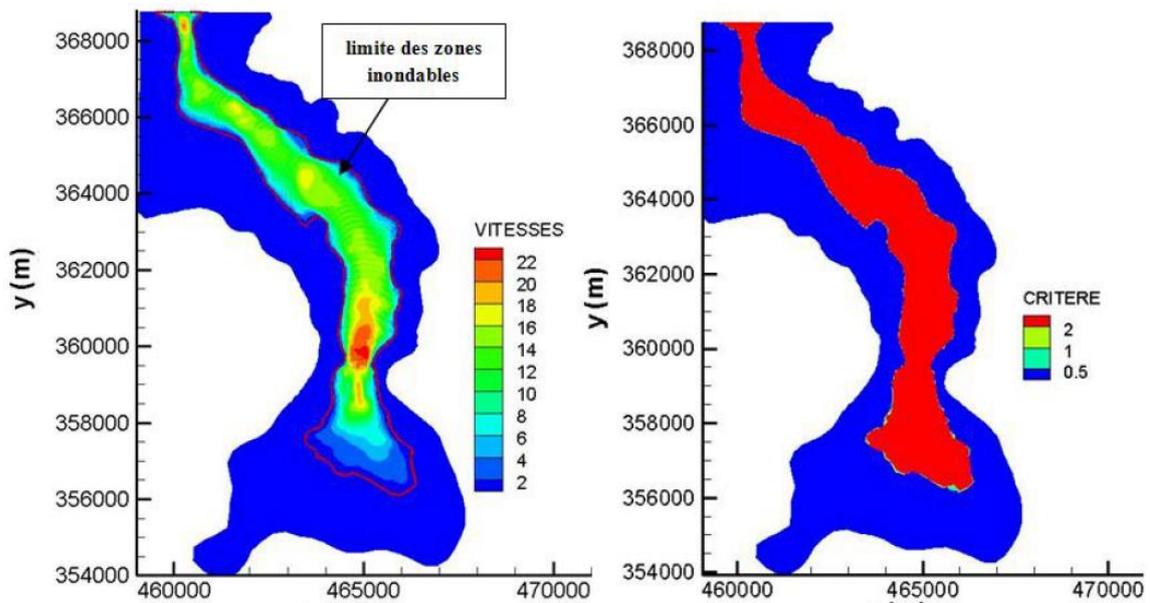


Figure (1.25) : Limite de la zone inondée.

1.5.14 Etude numérique, expérimentale de LL-RYONG PARK, KWANG-SOO KIM, JIN KIM, SUAK-HOVAN(2012)

L'étude menée dans cet article traite l'effet de la turbulence sur le mouvement instable des écoulements qui proviennent de l'effondrement d'un barrage par l'approche numérique, le code de calcul utilisé est basé sur le modèle VOF et la résolution des équations de Reynolds moyenne Navier Stokes (RANS) couplée à un modèle de fermeture k-epsilon par la méthode des volumes finis [17].

Les résultats de la simulation ont été comparés aux résultats expérimentaux dans le but de valider le modèle VOF, les deux résultats sont en accord ce qui nous amène à dire que le modèle VOF donne de très bonnes prévisions concernant la propagation d'onde de type rupture de barrage.

1.5.15 Etude numérique, expérimentale de SELAHATTIN KOCAMAN HATICE OZMEN-CAGATAY (2012)

L'étude effectuée dans cet article s'intéresse aux écoulements issus de la rupture d'un barrage sur un canal contracté, la réalisation de ceci a été à échelle du laboratoire, sur un canal prismatique lisse de section transversale rectangulaire équipé de deux flancs triangulaires [18] (afin de provoquer une contraction dans l'écoulement voir figure (1.26)). La transformation et la détection de la propagation de l'onde de crue a été suivie et enregistré par 3 caméras installées le long du canal. Les résultats expérimentaux ont été comparés avec les résultats numériques

d'un modèle basé sur les équations RANS, et de bonnes concordances ont été obtenues entre les deux résultats.

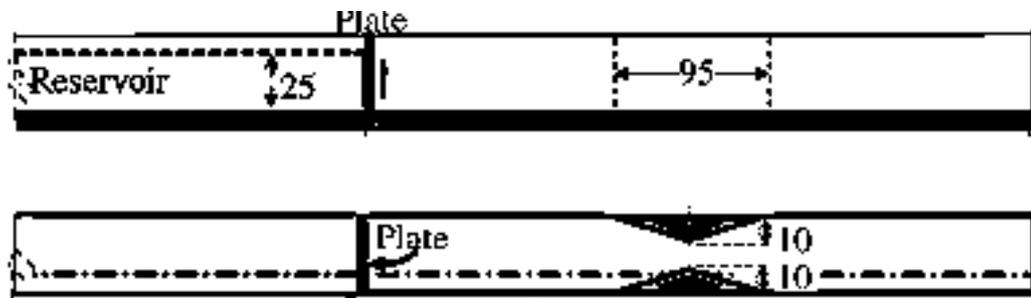


Figure (1.26) : Vue de face et vue de dessus du canal.

Conclusion

Si on compare entre le nombre de barrages dans le monde, et le nombre de ruptures et on calcule le rapport ruptures/temps, on arrivera sûrement à dire que les ruptures de barrages sont rares, mais il suffit de voir la violence et les dégâts provoqués par un seul effondrement pour se rendre compte de l'importance de la chose. De ce fait, de nombreux chercheurs et scientifiques se sont lancés dans un véritable challenge afin d'élaborer des modèles de prévision sur le phénomène de rupture des barrages.

Dans ce chapitre nous avons vu les types de barrages, le phénomène de ruptures, les causes de rupture et quelques exemples de rupture.

Et comme étude bibliographique, nous avons aussi cité quelques études antérieures afin de nous initier aux travaux de modélisation et de simulation.

Chapitre 2

Modélisation mathématique

Introduction

Dans ce chapitre nous exposons le modèle mathématique régissant l'écoulement produit par la rupture d'un barrage. D'après le chapitre précédent, ce type d'écoulement peut être résolu soit par résolution des équations de Navier-Stokes ou par l'intégration de ces dernières suivant la verticale ou la section. Dans le cadre de la présente étude, la première approche a été adoptée et le système d'équations composé des équations de conservation de masse et de quantité de mouvement a été résolu à l'aide du code de calcul CFX.

2.1 Equations de bases

Les écoulements à surface libre ou en charge sont régis par les équations de conservation de la masse et de quantité de mouvement déduites des lois générales de la physique. La résolution du système composé de ces équations permet d'accéder à toutes les variables de l'écoulement à savoir la vitesse et ses dérivées, la pression et ces dérivées...etc.

2.1.1 Equation de continuité

L'équation de continuité représente la conservation de la masse à l'échelle d'un volume de contrôle. On dit que la masse d'un fluide est conservée à l'échelle d'un volume de contrôle lorsque sa variation dans ce volume de contrôle est équilibrée par le débit massique pénétrant moins le débit massique sortant. Mathématiquement, l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad i = 1:2 \quad (2.1)$$

U : est le vecteur de vitesse instantanée

2.1.2 Equation de conservation de quantité de mouvement

L'équation de conservation de quantité de mouvement s'obtient par application du principe fondamentale de la dynamique sur un volume de contrôle au sein d'un écoulement. Pour un fluide incompressible, elle s'écrit :

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j \partial x_j} + F_i \quad i=1:2, j=1:2 \quad (2.2)$$

(a) (b) (c) (d) (e)

L'équation (2.2) indique clairement que la variation de quantité de mouvement d'un volume de contrôle est égale à la somme de toutes les forces extérieures qui lui sont appliquées.

Les termes (a) (b) (c) et (d) représentent respectivement, la variation temporelle, le transport advectif, les forces de pression, les forces de viscosité, source de mouvement.

2.1.3 Cas d'un écoulement turbulent bidimensionnel

Dans le cadre du présent travail, l'écoulement est considéré turbulent bidimensionnel s'effectuant dans le plan oxy avec ox est l'axe horizontal et oy l'axe vertical dirigé dans le sens opposé à la gravité. Le fluide est considéré de comportement newtonien. Les composantes de vitesse U, V correspondent respectivement aux axes ox et oy.

2.1.3.1 Traitement de la turbulence

L'écoulement produit par la rupture d'un barrage est un écoulement à très grand nombre de Reynolds et donc il est turbulent comme la plus grande majorité des écoulements en milieux naturels. Il existe plusieurs approches pour tenir compte de la turbulence de l'écoulement à avoir l'approche statistique, la simulation des grandes échelles et la simulation numérique directe. L'approche de prise de moyenne de Reynolds (RANS), moins onéreuse que les deux autres, a montré ces capacités à simuler de manière suffisante des configurations d'écoulements complexes en environnement et industrie. Par conséquent, nous l'avons adopté dans le cadre de cette étude. Le principe de cette approche est basé sur la décomposition d'une grandeur instantanée de l'écoulement en une composante moyenne et composante fluctuantes.

Soit Φ et ψ deux grandeurs instantanées associées à l'écoulement de fluides. Ces deux grandeurs instantanées s'écrivent :

$$\phi = \bar{\phi} + \phi'$$

et

$$\psi = \bar{\psi} + \psi'$$

Avec $\bar{\phi}$ et $\bar{\psi}$ sont les composantes moyennes de ϕ et ψ , ϕ' et ψ' sont les composantes fluctuantes de ϕ et ψ et $\bar{\quad}$ est l'opérateur de prise de moyenne.

Pour établir les équations régissant un écoulement turbulent selon l'approche RANS, on utilise les règles suivantes :

$$\overline{\phi'} = \overline{\psi'} = 0$$

$$\overline{\phi + \psi} = \bar{\phi} + \bar{\psi}$$

$$\overline{\phi\psi} = \bar{\phi}\bar{\psi} + \overline{\phi'\psi'}$$

$$\overline{\left(\frac{\partial\phi}{\partial x_i}\right)} = \frac{\partial\bar{\phi}}{\partial x_i}$$

2.1.3.2 Equation de continuité

Selon l'approche RANS, l'équation de continuité pour un écoulement turbulent, 2D, incompressible s'écrit :

$$\frac{\partial(\bar{U})}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{V})}{\partial y} = 0 \quad (2.3)$$

Remarque :

L'air est supposé incompressible dans ce travail

2.1.3.3 Equations de conservation de quantité de mouvement

Les équations de conservation de quantité de mouvement pour un écoulement turbulent, 2D, incompressible s'écrivent :

Suivant ox :

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \bar{f}_x + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial y^2} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \overline{u'^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right) \quad (2.4)$$

Suivant oy :

$$\frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial y} + \bar{f}_y + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial y^2} \right) - \left(\frac{\partial \overline{v'u'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} \right) \quad (2.5)$$

Où u et v sont les fluctuations des composantes U et V de la vitesse.

2.1.3.4 Modélisation des contraintes turbulentes

Les simulations réalisées dans le cadre de ce travail, ont été effectuées à l'aide d'un modèle de turbulence de k-ε standard. Le principe de ce modèle est basé sur le concept de viscosité turbulente de Boussinesq qui consiste à écrire les contraintes turbulente sous une forme similaires à celle des contraintes de viscosité :

$$\overline{C_{ij}} = -\rho \overline{u'_i u'_j} = \mu_t \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} (\rho k) \delta_{ij} \quad i=1:2 \quad j=1:2 \quad (2.6)$$

Où

k est l'énergie cinétique turbulente définie comme la trace du tenseur de Reynolds :

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}) \quad (2.7)$$

μ_t est la viscosité turbulente formulée en fonction de l'énergie cinétique turbulente, k , et son taux de dissipation ε .

Le taux de dissipation de l'énergie cinétique turbulente s'exprime par :

$$\varepsilon = \frac{\nu}{2} \overline{\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)} \quad (2.8)$$

La viscosité turbulente est calculée à partir des valeurs de k et ε [18] selon la formule suivante :

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (2.9)$$

L'énergie cinétique turbulente, k , et son taux de dissipation, ε , sont déterminées à partir de la résolution de leurs équations de transport[19] suivantes :

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \text{div}(\rho k \vec{V}) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \text{grad } k \right] + P_r - \rho \varepsilon \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \text{div}(\rho \varepsilon \vec{V}) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \text{grad } \varepsilon \right] + \frac{\varepsilon}{k} (c_{\varepsilon 1} P_r - c_{\varepsilon 2} \rho \varepsilon) \quad (2.12)$$

(A) (B) (C) (D) (E)

Avec

(A) est le taux de variation locale de k ou ε

(B) est le transport de k ou ε par advection

(C) est le transport de k ou ε par diffusion

(D) est la production de k ou ε

(E) est la destruction de k ou ε

Le terme de production de k est donné par :

$$P_r = -\rho \overline{u_i u_j} \frac{\partial \overline{U_i}}{\partial x_j} \quad (2.13)$$

Les constantes C_μ , σ_k , σ_ε , $c_{\varepsilon 1}$ et $c_{\varepsilon 2}$ ont les valeurs standards 0.09, 1.00, 1.30, 1.44 et 1.92 respectivement [19].

2.2 Traitement de la surface libre

Dans les simulations réalisées dans le cadre de ce travail, la surface libre représentant l'interface en l'eau (phase liquide) et l'air (phase gazeuse à 25C), est traité à l'aide du modèle de VOF (Volumes of fluid) disponible dans le code CFX ANSYS. Ce modèle est souvent utilisé pour les reconstituer l'interface entre deux ou plusieurs fluides (phases) non interpénétrant.

Pour chaque phase ajoutée au modèle, une nouvelle variable est introduite : c'est le taux de présence de la phase. Dans chaque maille de calcul, la somme des taux de présence de toutes les phases doit être égale à l'unité. Les propriétés et les variables de l'écoulement

sont partagées par toutes les phases contenues dans la maille de calcul. De ce fait, les variables et les propriétés dans une maille de calcul sont représentatifs d'une seule phase ou plusieurs phases.

Si l'on considère α_q le taux de présence de la phase q dans une maille de calcul, on obtient les conditions suivantes :

$\alpha_q = 0$: la maille de calcul est vide de la phase q

$\alpha_q = 1$: La maille de calcul ne contient que la phase q

$0 < \alpha_q < 1$: La maille contient la phase q et une ou autres phases

2.2.1 Equation du taux de présence

La reconstitution de la surface libre s'effectue par résolution de l'équation de taux de présence pour chaque phase ajoutée. Pour chaque phase ajoutée q , l'équation de taux de présence [20] a la forme suivante :

$$\frac{1}{\rho_q} \left[\frac{\partial}{\partial t} (a_q \rho_q) + \nabla \cdot (a_q \rho_q \vec{v}) \right] = Sa_q + \sum_{p=1}^n \dot{m}_{pq} - \dot{m}_{qp} \quad (2.14)$$

Où,

\dot{m}_{pq} : est le transfert de la masse de la phase p vers la phase q ;

\dot{m}_{qp} : est le transfert de la masse de la phase q vers la phase p ;

Sa_q : est le terme source de la masse de la phase q ;

T : est le temps ;

a_q : est le taux de présence (fraction volumique) de la phase q ;

\vec{v} : est le vecteur de vitesse de la phase q ;

ρ_q : est la masse volumique de la phase q ;

L'équation de taux de présence n'est pas résolue pour la phase primaire (la phase du modèle).

Pour cette phase, le taux de présence [20] sera calculé à partir de l'équation suivante :

$$\sum_{q=1}^n a_q = 1 \quad (2.15)$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons abordé les équations de base régissant un écoulement à surface libre à la suite de la rupture d'un barrage. Cet écoulement est régi par les équations de conservation de la masse et de quantité de mouvement. Pour modéliser, la turbulence nous avons choisi un modèle $k-\varepsilon$ standard. Le trainement de la surface libre dans le cadre d'un modèle de VOF a été montré.

Méthodes numériques et présentation du code CFX

Introduction

Les équations décrites au deuxième chapitre sont des équations différentielles aux dérivées partielles non linéaires. En raison de leur complexité, ces équations sont résolues à l'aide d'une méthode numérique. Plusieurs méthodes numériques sont disponibles dans la littérature. On peut distinguer les méthodes suivantes :

- Méthodes des différences finies (MDF).
- Méthodes des éléments finis (MEF).
- Méthodes spectrales (MS).
- Méthodes des volumes finis (MVF).

3.1 Méthode numérique

3.1.1 Méthodes Différence finies

La variable inconnue w est décrite par plusieurs valeurs dans les points d'un maillage. Le développement de l'inconnue en séries Taylor tronquées est utilisé pour approximer les dérivées de l'inconnue, dans chaque point du maillage, par différences finies en utilisant les inconnues voisines. En remplaçant les dérivées dans les équations différentielles par différences finies on obtient un système d'équations algébriques pour les valeurs de l'inconnue dans chaque point du maillage.

3.1.2 Méthodes des éléments finis

Dans la méthode des éléments finis on utilise des fonctions linéaires ou quadratiques, sur chaque élément, pour décrire la variation locale de l'inconnue w . Les équations différentielles sont exactement vérifiées par la solution exacte. En remplaçant l'approximation de w dans les équations différentielles, on constate que celles-ci ne vérifient pas exactement, et un résidu est défini dans ce cas pour mesurer l'erreur. Le résidu est minimisé en le multipliant par une fonction de pondération et en l'intégrant. Le résultat de l'intégration sont des équations algébriques pour les coefficients des fonctions d'approximation.

3.1.3 Méthodes spectrales

L'inconnue est approchée par des séries de Fourier tronquées ou par des séries de polynômes Chébiev. Par rapport aux méthodes des différences finies et des éléments finis l'approximation n'est pas locale mais elle est valide sur tout le domaine de calcul. On utilise également le concept du résidu pondéré comme dans la méthode des éléments finis où en imposant que l'approximation doit correspondre à la solution exacte pour les points du maillage.

3.1.4 Méthodes des volumes finis

La méthode des volumes finis est une technique de discrétisation qui convertit les équations de conservation aux dérivées partielles en équations algébriques qui peuvent être résolues numériquement. La technique des volumes de contrôle consiste dans l'intégration des équations aux dérivées partielles sur chaque volume de contrôle pour obtenir les équations discrétisées qui conservent toutes les grandeurs physiques sur un volume de contrôle (VC).

Le principe de discrétisation peut être illustré en considérant l'équation de transport

Pour une grandeur scalaire F , valable pour toutes les équations d'écoulement [21].

Comme la plupart des codes CFD commercialisés, tels que : PHOENICS, STAR-CD, FUENT, POLYFLOW...etc. Le code ANSYS-CFX utilise la méthode des volumes finis pour la modélisation numérique.

Comme tous les codes qui utilisent la méthode des volumes finis, ANSYS CFX résout, les phénomènes liés aux écoulements fluides en suivant des étapes bien déterminées comme ils sont schématisés dans la figure (3.1)

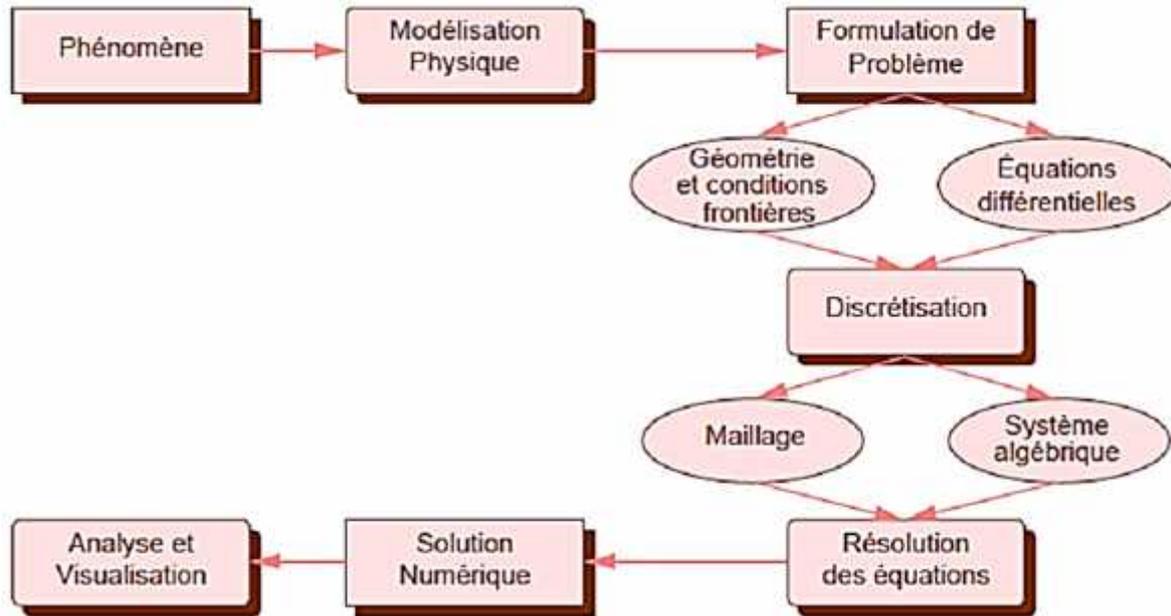


Figure (3.1) : Étapes de traitements et calculs dans les codes CFX [22]

3.2 Discrétisation

La discrétisation dans la méthode des volumes finis est l'intégration du système d'équations régissant l'écoulement sur chaque volume de contrôle et pour chaque pas de temps (si l'écoulement est transitoire) par l'usage des schémas numériques, une fois que cette intégration est réalisée on obtiendra un système d'équations algébrique.

3.3 Mise en œuvre numérique

De nos jours, il existe un certain nombre de codes industriels conviviaux, et aux performance élevé, permettant la prévision des écoulements fluides par la résolution des équations de Navier-Stokes grâce aux méthodes des volumes finis, des différences finies ou des éléments finis (FLUENT, ANSYS CFX, PHOENICS, STAR-CD, TRIO...etc.). Pour notre travail, nous avons eu recours au code ANSYS CFX version 14, développée par ANSYS Inc. Les premières versions sont CFX-TACflow et CFX-4, ces deux versions étaient autrefois flow3D développé au Royaume-Uni et commercialisé en 1980.

Le code ANSYS CFX utilise une architecture qui lui permet de s'exécuter au tant que plusieurs processus simultanés sur le même poste de travail ou sur des postes séparés, pour une exécution plus efficace et un temps de calcul réduit.

Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser essentiellement aux options qui sont proposées par le code CFX pour la modélisation des phénomènes de la mécanique des fluides, tout en apportant des choix qui sont adéquats pour notre étude de simulation.

Le logiciel propose de nombreux modèles physiques et schémas numériques afin de mettre l'utilisateur en mesure de modéliser et de simuler tous les écoulements fluides, compressibles ou incompressibles, impliquant des phénomènes physiques complexes tels que la turbulence, le transfert thermique, les réactions chimiques, les écoulements multiphasiques,... etc. Toutefois, il existe dans la nature une multitude de comportements physiques différents et il est impossible pour un logiciel de tous les prendre en compte. C'est pourquoi l'un des avantages du code CFX est la possibilité d'injecter des expressions ou des fonctions en langage fortran, dans le but de spécifier des options trop compliquées pour être prévues par le logiciel. Sur le plan physique, elles permettent par exemple de spécifier des conditions initiales et aux limites, d'ajouter des termes sources à certaines équations, de modifier des lois de comportement au niveau des parois. Sur le plan numérique, elles rendent également possible la spécification d'une grille variant avec le temps, la modification des schémas de résolution, le contrôle et l'optimisation de la convergence au cours des itérations.

3.4 Structure du code ANSYS CFX

Pour simuler les écoulements à travers les géométries les plus complexes, ce code intègre cinq modules importants :

-  Ansys Design Modelere : est un outil de la DAO qui permet la réalisation des géométries très complexes en 2D ou en 3D, on peut également importer des géométries venant des autres logiciels comme autoCAD, Solidworks, Catia...etc.
-  CFX-Pre : dans ce module on introduit les conditions initiales, les conditions aux limites ainsi que les fonctions et expressions si ceci est nécessaire, on fixe les modèles et schémas concernant la résolution des systèmes d'équations.

CFX-Solver Manager : ce module est réservé pour le calcul, il résout le système d'équations qui est conditionné et issu de modules CFX-Pre.

- CFD-Post : permet la visualisation des résultats de la simulation d'une manière très sophistiquée [20].

Remarque :

Les données sont exportées automatiquement du 1^{er} aux 5^{ème} module comme le montre la figure (3.2)

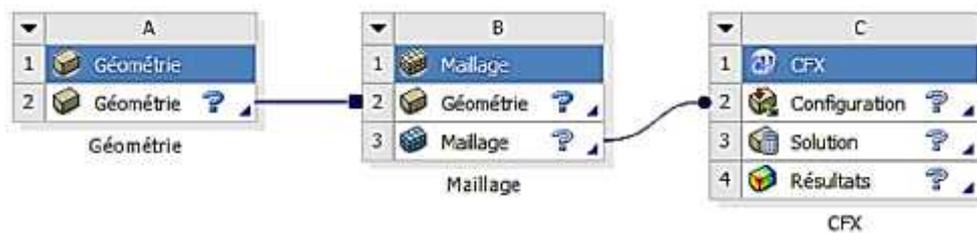


Figure (3.2) : Exportation des données dans ANSYS CFX

3.5 Choix du modèle d'écoulement

Pour notre cas de simulation, on a opté sur un modèle bi-phasique intitulé « VOF » dans le but de modéliser la surface libre et de suivre la masse d'eau depuis l'effondrement jusqu'à sa propagation à l'aval, dans cette partie on se fixera sur l'application du modèle pour les deux phases eau et air.

3.5.1 Application du modèle (VOF) pour deux phases

3.5.1.1 Equation du taux de présence

Dans le chapitre précédent, on a donné le principe de la méthode et l'équation générale pour n phases. Notre cas d'étude comporte uniquement deux phases l'eau et l'air, l'équation (2.14)

va être exprimée comme suit :

$$\frac{1}{\dots 2} \left(\frac{\partial}{\partial t} (a_2) + \nabla \cdot (a_2 \vec{v}) = (\dot{m}_{12} - \dot{m}_{21}) \right) \quad (3.1)$$

Les indices 2 et 1 font respectivement référence aux phases eau et air

3.5.1.2 Propriétés

Les propriétés qui apparaissent dans les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement sont déterminées par le calcul du taux de présence. Dans un système à deux phases comme le nôtre (air et eau), et on décide de suivre la deuxième phase (l'eau), la densité et la viscosité dans chaque cellule de calcul sont donnés par :

$$\rho = a_2 \rho_2 + (1 - a_2) \rho_1 \quad (3.2)$$

$$\mu = a_2 \mu_2 + (1 - a_2) \mu_1 \quad (3.3)$$

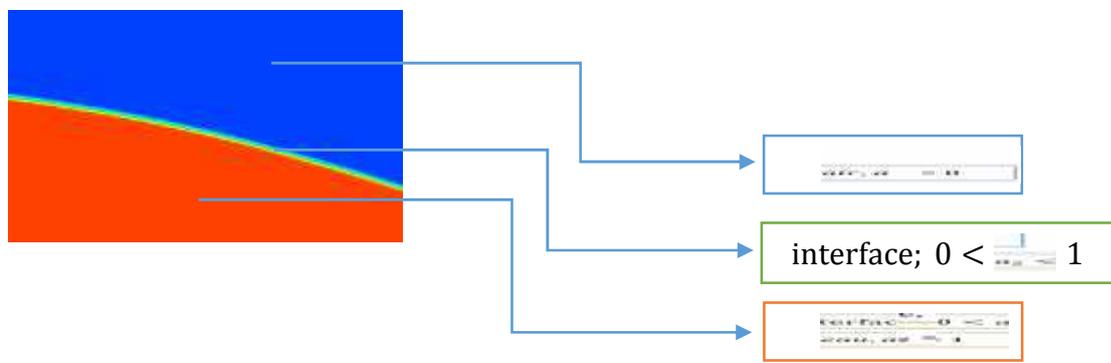


Figure (3.3) : Distribution de phase d'un écoulement à surface libre avec le modèle VOF

3.5.1.3 Le schéma de reconstruction lié à la méthode VOF

Les codes de calcul utilisant le modèle VOF font appel au schéma de reconstruction lorsque la cellule se trouve à proximité de l'interface entre deux ou plusieurs phases, cette interface est représentée à travers une approche linéaire par morceaux. D'après les travaux de Youngs[20], l'interface entre deux ou plusieurs fluides dans une cellule de calcul est une pente linéaire.

Le système de reconstruction s'effectue en trois étapes :

- La première est le calcul de la position des lignes d'interface par rapport au centre de chaque cellule partiellement remplie sur la base de l'information donnée par le taux de présence ;

- La deuxième étape est le calcul de l'advection de la quantité de fluide à travers chaque face à l'aide de l'interface linéaire calculée et d'informations sur la distribution normale et vitesse tangentielle sur la face ;
- La troisième étape est le calcul du taux de présence sur chaque cellule en utilisant l'équilibre de flux calculés lors de l'étape précédente.

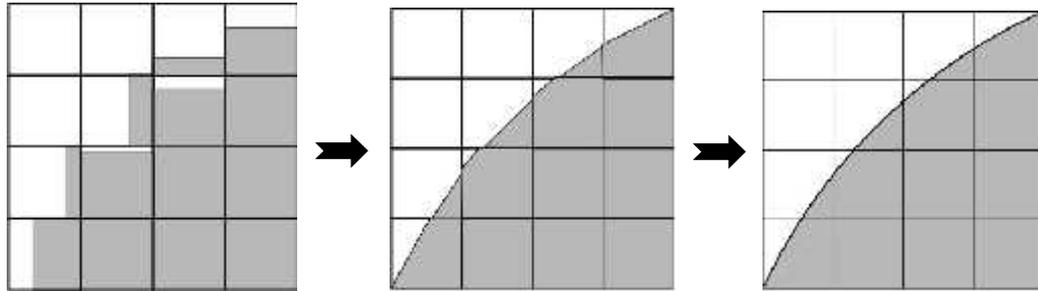


Figure (3.4) : Etapes de calcul d'interface [20]

3.6 Choix du modèle de turbulence

Les modèles de turbulence disponible dans le code CFX sont multiples, le modèle k- ϵ présenté dans le chapitre précédant répond largement à nos exigences en terme de précision et temps de calcul.

3.7 Choix du schéma de discrétion

Il existe plusieurs schémas de discrétisation dans la littérature qui sont discutés en détail par Patankar (1980) et Versteeg et Malalasekera (2007). Concernant les cas instationnaires, ANSYS CFX nous propose 2 schémas, First Order Backward Euler et Second Order Backward Euler qui sont tous les deux des schémas implicites. Notre choix a été porté sur le Second Order Backward Euler car il est mieux adapté pour les écoulements bi-phasiques.

Pour la discrétion des termes convectifs on a opté pour le schéma « High Resolution ». Car c'est celui qui nous donnera plus de précision à l'aval.

3.8 Choix du schéma d'interpolation de la pression

Le schéma d'interpolation de la pression est pris par défaut dans le code ANSYS CFX, si on veut le choisir soi-même ou un problème de convergence se présente, on a le choix entre « Linear- Linear » et « Trilinear ».

3.9 Choix de la méthode de couplage Pression-Vitesse

Si les vitesses sont définies aux nœuds d'un volume de contrôle ordinaire (comme les autres scalaires : pression, température), il est démontré qu'un champ de pression hautement non uniforme agira comme un champ uniforme sur les équations de quantité de mouvement discrétisées. La solution passe par la définition des vitesses sur une grille décalée "Staggered grid, pour la méthode couplage Pression-Vitesse ANSYS CFX la règle automatiquement si non on utilise une option avancée appelé « Rhie Chow » celle-ci va nous offre trois schémas permettant le couplage pression-vitesse (High Resolution, fourth order, second order).

Dans notre cas d'étude on laisse le schéma qui a été fixé par défaut, car il est le plus adéquat pour nos conditions de départ.

3.10 Résolution numérique

La discrétisation du système équations décrit au chapitre 2 conduits à un système d'équations algébriques linéaire qui doit être résolu. La complexité et la dimension de l'ensemble d'équations dépendent du dimensionnement du problème, du nombre de nœuds de la grille et de la méthode de discrétisation. Il y a deux méthodes pour la résolution des équations algébriques linéaires : les méthodes directes et les méthodes indirectes ou itératives. Les exemples simples des méthodes directes sont la règle de Cramer par l'inversion de la matrice et la méthode de Gauss.

Les méthodes itératives sont basées sur une application répétée d'un algorithme relativement simple qui mène à la convergence éventuelle après un -quelquefois grand- nombre de répétitions. Les exemples les plus connus sont de Jacobi et Gauss Seidel, méthodes d'itération, point par point. Les méthodes itératives sont plus économiques que les méthodes directes.

ANSYS CFX résout ce système linéaire par une méthode itérative à grille multiple (MG). [20]

3.11 Critères de convergence

La mesure la plus importante dans la convergence est le résidu, le résidu est la mesure du déséquilibre de chaque équation résolue, et donc idéalement le résidu devrait diminuer lorsque la solution produite approche la solution finale. CFX-Solveur mettra fin à la course lorsque l'équation résiduelle donne un résultat inférieur à la valeur cible (résidu). La racine carrée moyenne (RMS) est couramment utilisée ; par défaut RMS est de 10^{-4} qui'est un bon degré de

précision ; toutefois, si le temps n'est pas un problème, on pourra envisager d'utiliser un résidu inférieur.

Conclusion

En mode VOF le code ANSYS CFX discrétise en temps et en espace le système d'équations composé de :

- Equation de conservation de la masse
- Equations de quantité mouvement
- Deux équations caractérisant la turbulence k- ϵ
- Equation du taux de présence liée au model VOF

Une fois ce système est discrétisé il est résolu par une méthode itérative.

Chapitre 4

Résultats et Discussions

Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons des validations du modèle VOF du code CFX, sur des cas déjà étudiés dans la littérature. Nous avons pris des données numériques et expérimentales pour la comparaison. Après avoir validé la fiabilité du code, nous l'avons appliqué sur un cas réel où nous avons tenté de simuler le scénario de la rupture de barrage Béni-Haroun situé dans la wilaya de Mila.

4.1 Validation du modèle VOF de CFX sur des cas de la littérature

4.1.1 Validation I

Ce premier cas de validation est réalisé sur le dispositif d'effondrement d'une masse d'eau sur un canal à font aval initialement humide (figure (4.1)) avec pente nulle étudié par Strauss (2010). Pour simuler ce cas, les conditions aux limites et initiales utilisées dans le modèle de VOF du code CFX correspondent à celles définies par l'auteur.

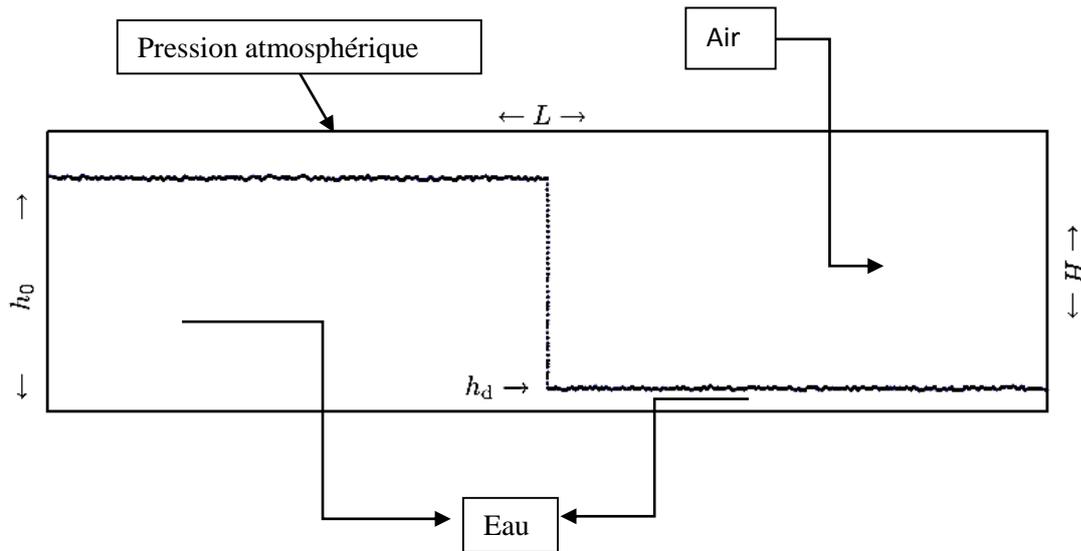


Figure (4.1) : Domaine de la simulation.

h_0 : la hauteur d'eau du réservoir (0.36 m)

h_d : la hauteur d'eau dans le canal aval (0.036 m)

H : la hauteur de la paroi droite du canal (0.432 m)

L : la largeur du canal (7.2 m).

Le maillage utilisé pour ce cas est représenté sur la figure (4.2). Le maillage est construit à l'aide du logiciel ANSYS Meshing. Il est composé de 501 468 mailles carrées de taille uniforme 0.005 m. La simulation de ce cas a duré 3 heures et 34 minutes sur un pc portable équipé d'un microprocesseur i3 de fréquence 2.53 GHz et d'une mémoire de 4GO.

Sur la figure (4.4) sont tracées les courbes relatives aux profils de la surface libre issus de la présente simulation et de la bibliographie (numérique est expérimentale) à l'instant $t=0.16$ s. On constate que le profil de la surface libre issu de CFX (figure (4.3)) est en accord avec des résultats antérieurs numériques (Shigematsu et al 2004), Strauss (2010) et expérimentaux (Stansby et al, 1998). La surélévation de la surface libre qui est due à la présence d'un niveau d'eau dans le canal aval est bien reproduite par le modèle.

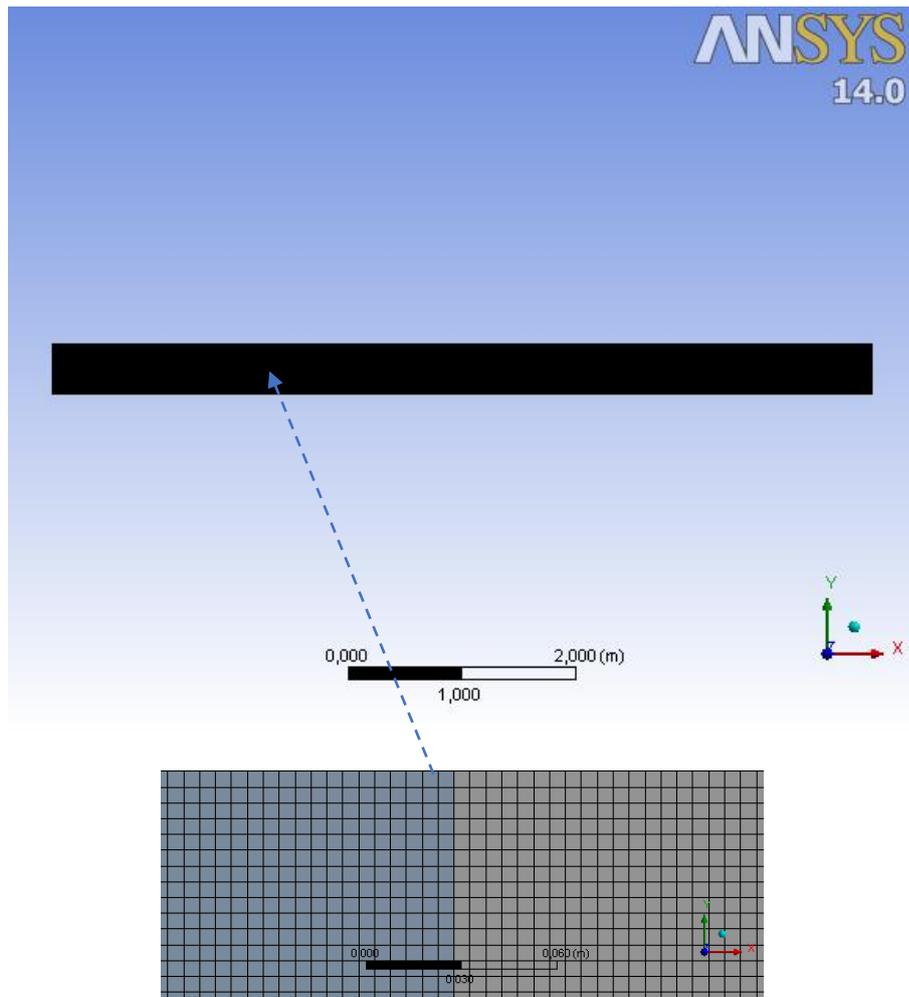


Figure (4.2) : Maillage

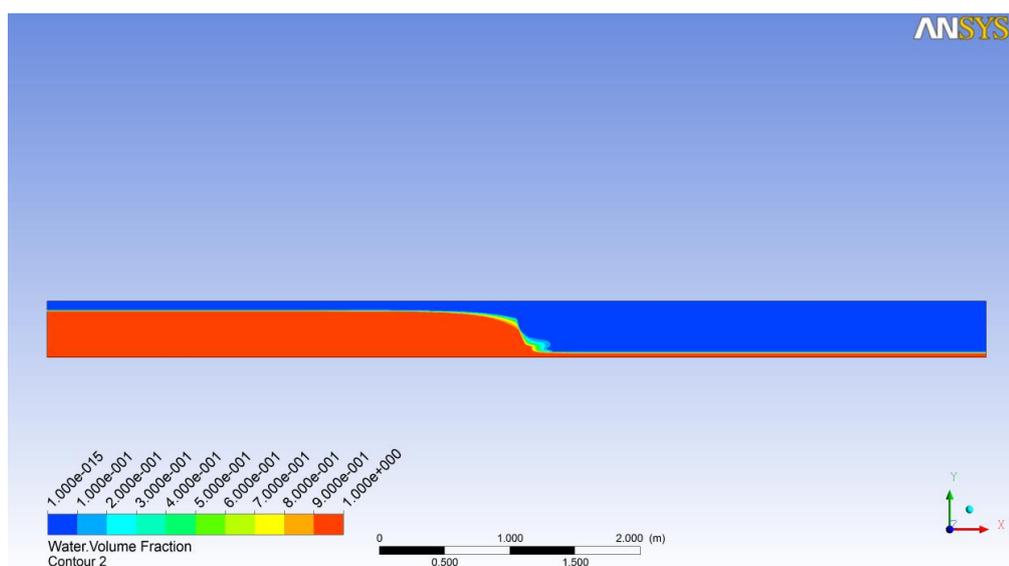


Figure (4.3) : Distribution de la phase eau à $t=0.16$ s

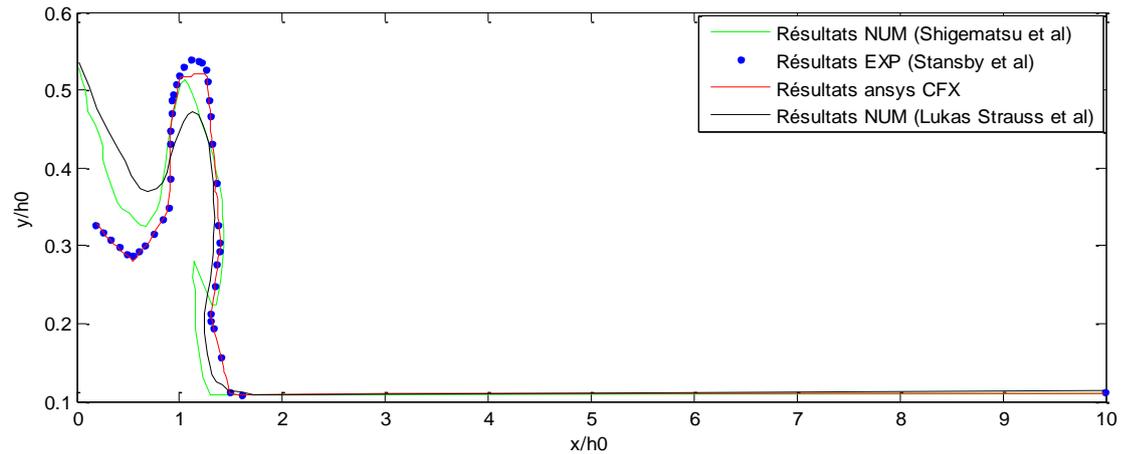


Figure (4.4) : Profil de la surface libre à $t=0.16s$.

Remarque

Lors de la rupture, l'eau du réservoir est libérée depuis le fond, comme si une paroi verticale est placée pour retenir l'eau, et que celle-ci est translatée rapidement vers le haut. Si cette masse d'eau est contrée par un niveau d'eau existant dans le canal aval, la pression monte et l'eau prendra une autre issue (figure (4.3)) où on verra la naissance d'une onde de choc.

4.1.2 Validation II

La deuxième validation concerne l'étude réalisée par Sambe et Issa, en 2011. Il s'agit de simulation, la rupture d'un barrage en 3D avec obstacle, sur un fond aval initialement sec. Nous avons travaillé sur la moitié de géométrie avec l'option symétrie (figure (4.5)) et nous avons utilisé les mêmes conditions aux limites et initiales utilisées par l'auteur. Le maillage utilisé dans la présente étude est moins affiné que celui utilisé par l'auteur en raison de la limite de la puissance de nos moyens de calcul (notre maillage comportait 0.35 million d'éléments tandis que le leur est de 1.16 million). Pour cette étude, nous disposons des données de l'auteur relatives à la pression enregistrée aux points 1, 2, 3 et 4 situés et classés respectivement de bas vers le haut sur la paroi de l'obstacle (figure (4.5)). Les résultats relatifs à l'évolution de la pression issue du modèle CFX sont comparés avec les résultats d'autres auteurs où ils sont tracés sur les figures (4.6, 4.9).

On constate que les profils de l'évolution temporelle des pressions sont bien reproduits par le modèle CFX. Seulement au niveau, du pic qui représente l'impact de l'onde de rupture sur l'obstacle ; le modèle de CFX donne des valeurs différentes (plus élevées aux points 3 et 4 et légèrement plus faibles vis-à-vis des résultats expérimentaux aux points 1 et 2) cela est dû

certainement à la différence dans la résolution spatiale et temporelle utilisée dans la présente étude et celles prises par les autres auteurs. Nous avons simulé ce cas en 3D, mais on s'est aperçu que nos moyens de calcul étaient limités.

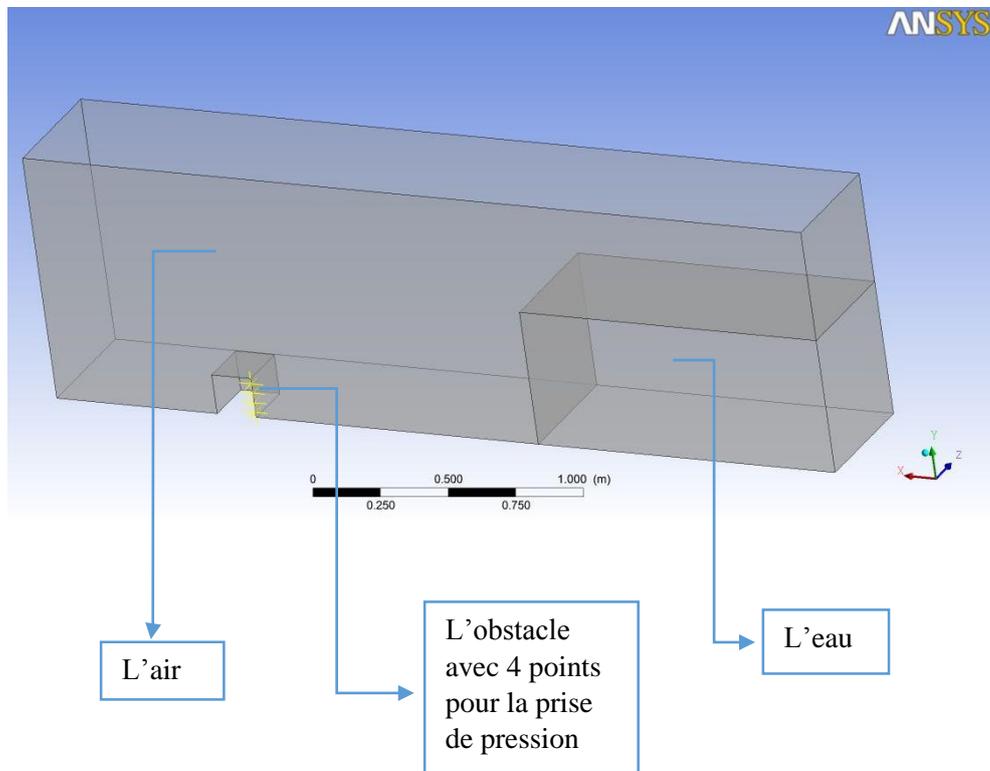


Figure (4.5) : Géométrie de la simulation

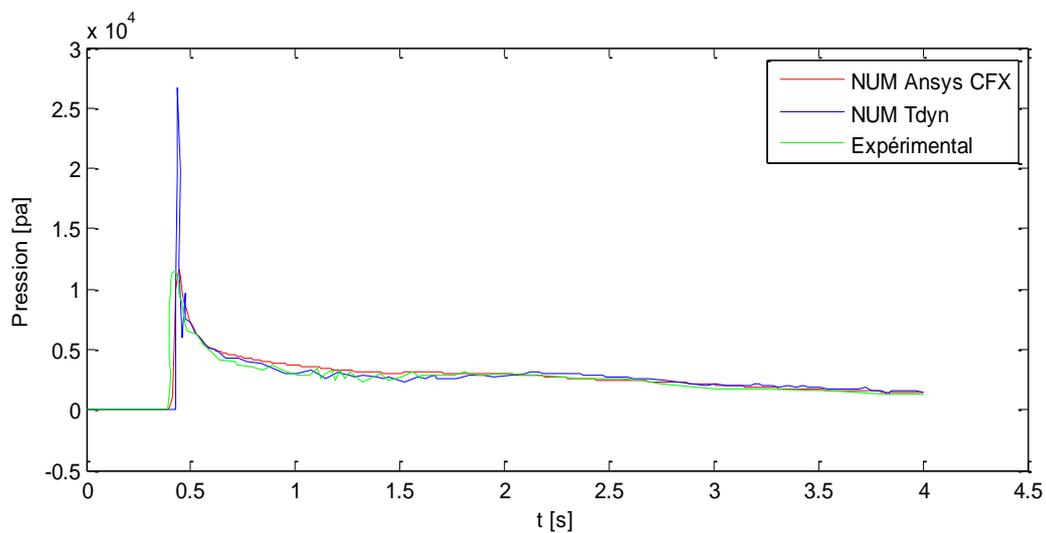


Figure (4.6) : Variation de la pression en fonction du temps au point 1

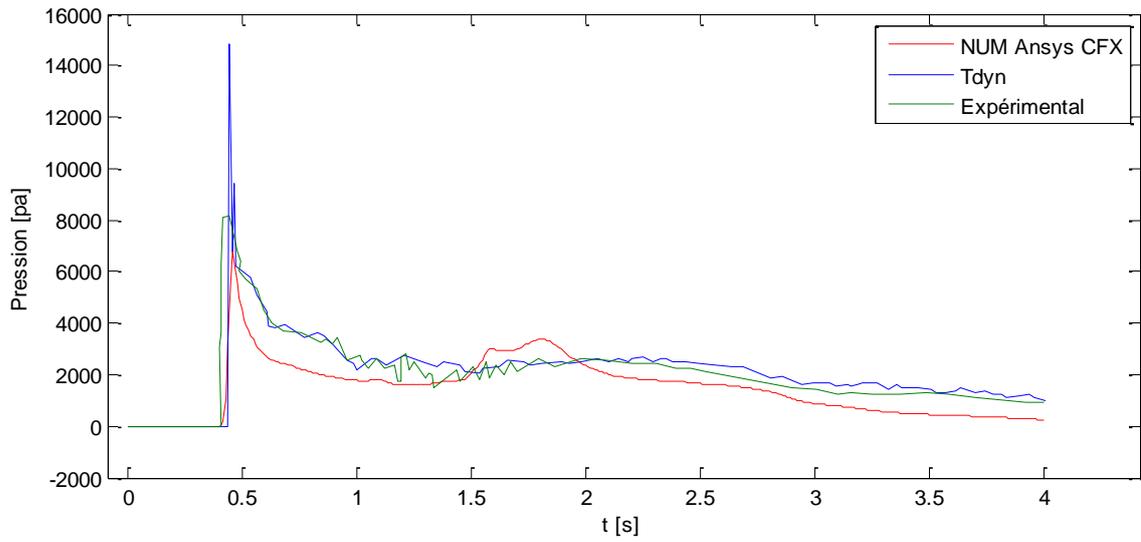


Figure (4.7) : Variation de la pression en fonction du temps en point 2

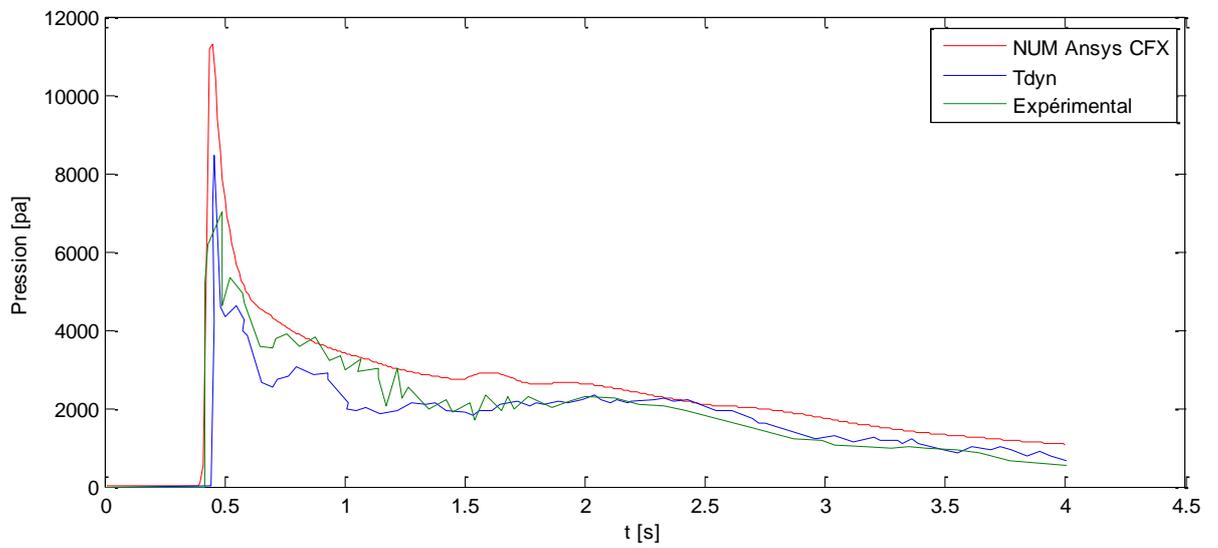


Figure (4.8) : Variation de la pression en fonction du temps en point 3

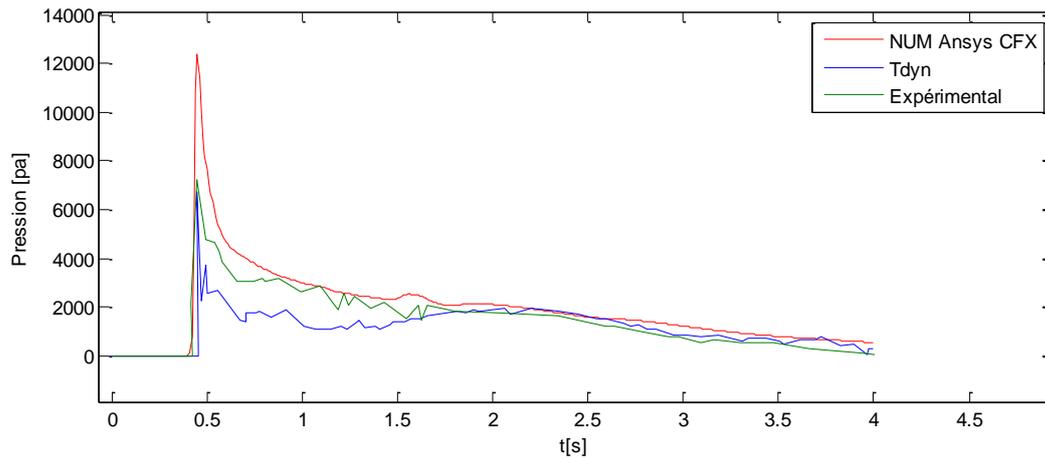


Figure (4.9) : Variation de la pression en fonction du temps en point 4

4.1.3 Validation III

Dans cette troisième et dernière validation, on applique le modèle VOF de CFX au cas étudié par Cherfis J. M. et al en 2010. Il s'agit de simuler en 2D l'effondrement d'une masse d'eau sur fond aval initialement sec et l'étude de cet effondrement sur le mur opposé (1.19). Cet article présente des résultats expérimentaux et numériques. Les résultats relatifs à la distribution de phase eau-air (taux de présence) sont représentés sur les figures (4.10-4.15) où la partie gauche représente les résultats de la présente étude et celle à droite représente les résultats numériques issus de la méthode SPH présentée dans l'article de Cherfis J. M en 2010.

D'après ces résultats, au début de l'effondrement et juste avant l'impact, le code CFX et les autres modèles donnent des résultats concordants. En effet, tous les modèles ont donné des pressions non significatives au niveau du point situé sur la paroi en $(d, 0.192H)$ (voire la figure (1.19)). Le pic enregistré par la sonde de captage de pression à environ $t = 0.83$ s est également bien reproduit par le modèle VOF de CFX avec un petit retard d'un dixième de seconde.

Les autres modèles numériques ont donné une hausse de pression qui s'est stabilisée par la suite, mais pas de pic significatif comme celui décrit par la sonde. Après l'impacte, l'onde s'est étalée le long de la paroi (figure (4.13)) et ceci a conduit vers une légère décompression sur le point. Cet intervalle a été bien interprété que ce soit numériquement ou expérimentalement.

Le retour du jet contre la surface libre (figure 4.14) crée un choc de pression, qui se propage et atteint le point fixé sur la paroi. La sonde a été la première à détecter ce choc puis le code CFX et ensuite les autres modèles.

Le retour du jet sur la surface libre a aussi emprisonné un volume d'air. L'éclatement de ce dernier a causé une augmentation brusque de pression. Le modèle SPH et Colagrossi 2003 ont bien capturé cette hausse de pression ce qui n'a pas été le cas pour la sonde et le modèle VOF de CFX.

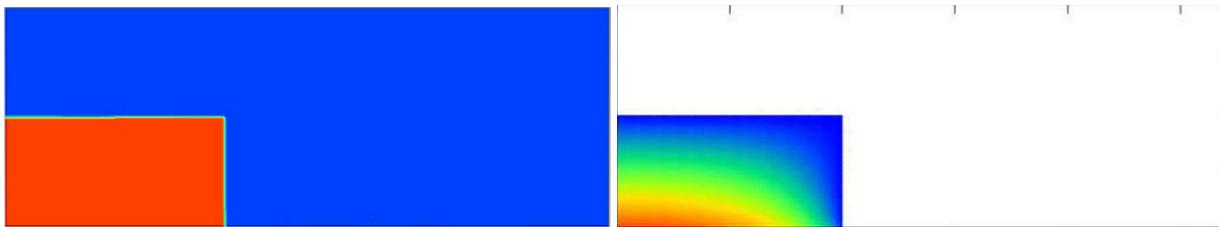


Figure (4.10) : La phase eau à l'état initial $t=0s$

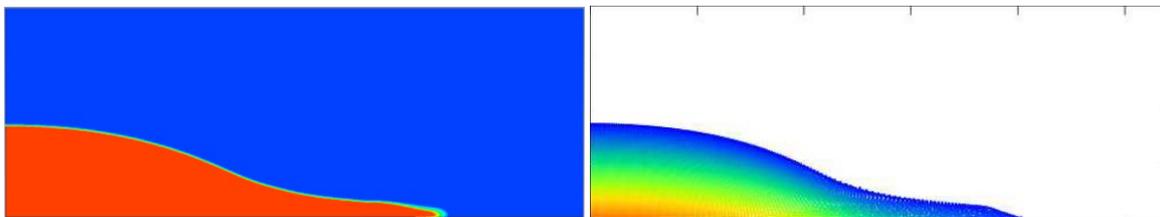


Figure (4.11) : La phase eau à $t=0.53s$

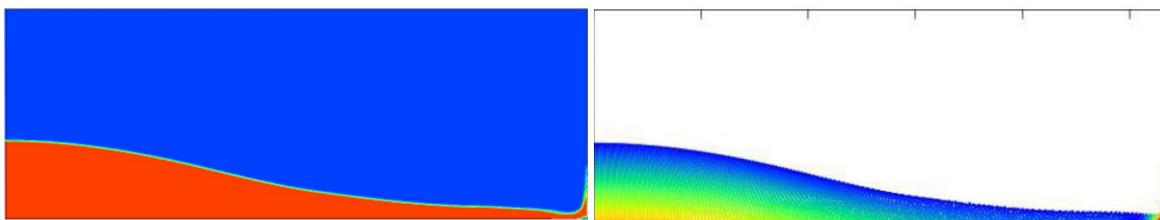


Figure (4.12) : La phase eau à $t=0.83s$

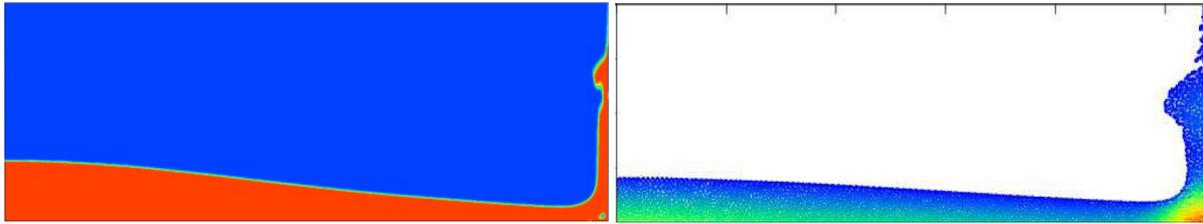


Figure (4.13) : La phase eau à $t=1.53s$

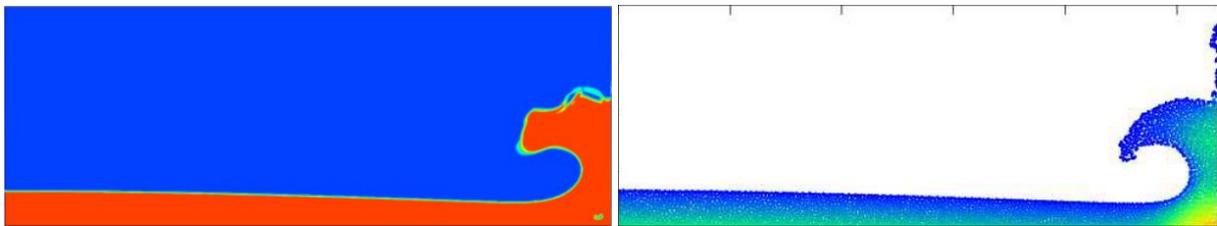


Figure (4.14) : La phase eau à $t=1.83s$

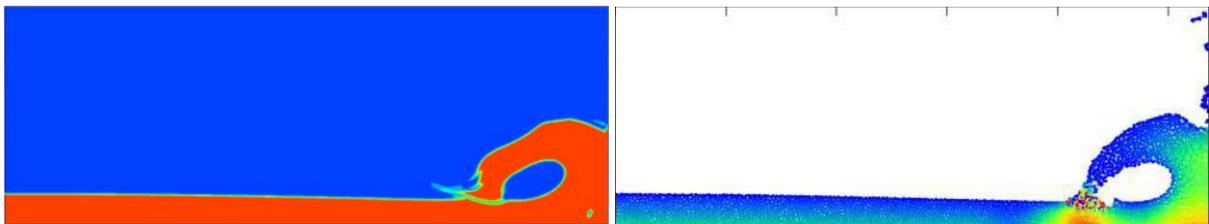


Figure (4.15) : La phase eau à $t=1.97s$

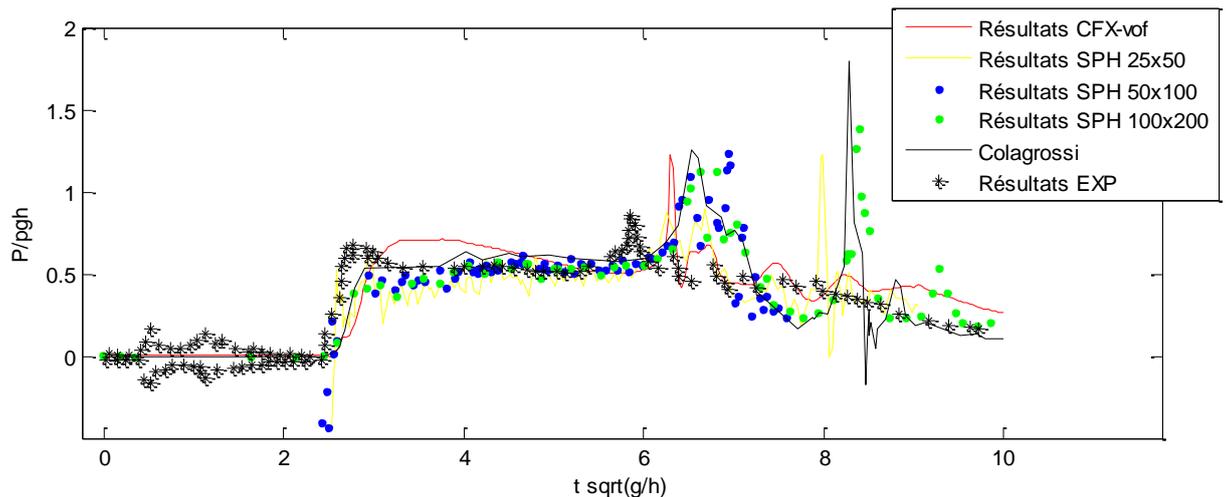


Figure (4.16) : Variation de la pression sur le mur opposé au point de cordonné (d, 0.192H)

Enfin, d'après ces trois cas de validation, nous pouvons conclure que le modèle VOF disponible de CFX est un très bon outil numérique pour la simulation des écoulements produit par la rupture d'un barrage. Pour cela nous avons tenté de l'appliquer sur un scénario de rupture d'un barrage réel en l'occurrence le barrage de Béni Haroun situé dans la wilaya de Mila.

4.2 Cas de simulation à l'échelle environnementale

4.2.1 Présentation du barrage Béni Haroun

Le barrage de Béni Haroun est situé dans la wilaya de Mila au Nord de l'Algérie. Il dispose d'un volume d'eau d'environ un milliard de mètres cubes. D'une hauteur de 120 m, l'ouvrage se place ainsi au sommet de la liste des grands barrages de notre pays et détient aussi la troisième place du plus grand complexe hydraulique en Afrique.

4.2.2 Hypothèses

Dans le cadre de cette étude, nous avons adopté les hypothèses suivantes :

- Rupture instantanée
- Niveau d'eau à l'aval non nul
- Écoulement di-phasique

Pour faire tourner le modèle VOF de CFX, on dispose des données suivantes :

- Hauteur du barrage 120m
- Longueur du canal est de 250 m.

- Le niveau d'eau dans le canal est estimé à 4 m

Pour l'estimation du niveau d'eau dans le canal nous nous sommes basés sur une image satellite de Google earth comme il est schématisé dans la figure (4.17).

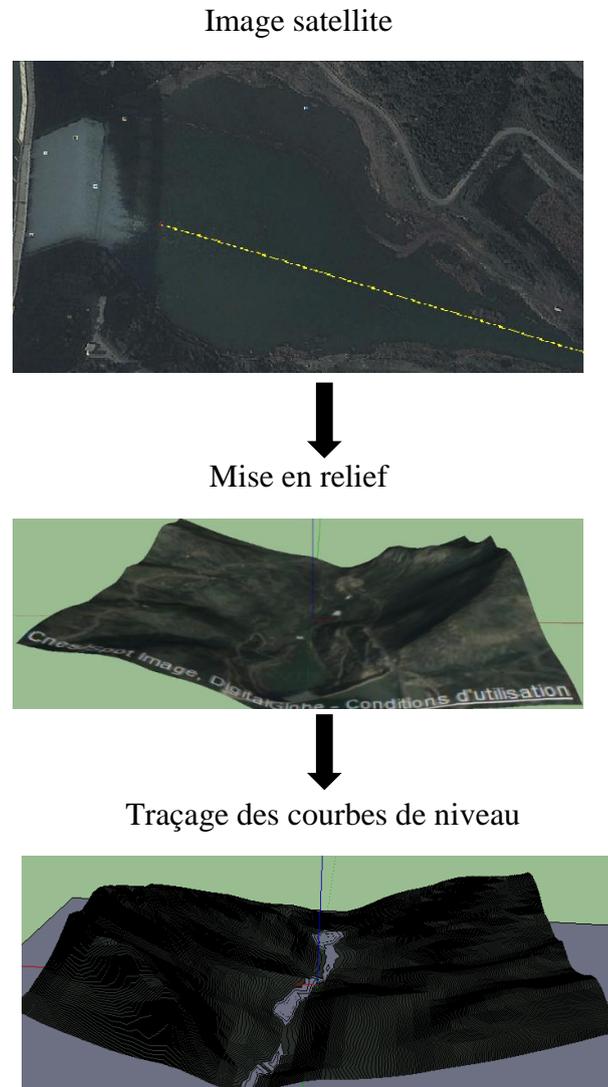


Figure (4.17) : Démarche pour l'estimation du niveau d'eau dans canal

4.2.3 Pré-processor

Dans le cadre de cette étude et pour des raisons de simplicité et de limitation des moyens de calcul dont nous disposons, nous avons opté pour une simulation 2D. La géométrie du domaine de calcul est représentée sur la figure (4.17). L'objectif de cette étude est d'obtenir, la hauteur max de l'onde et ça vitesse moyenne.

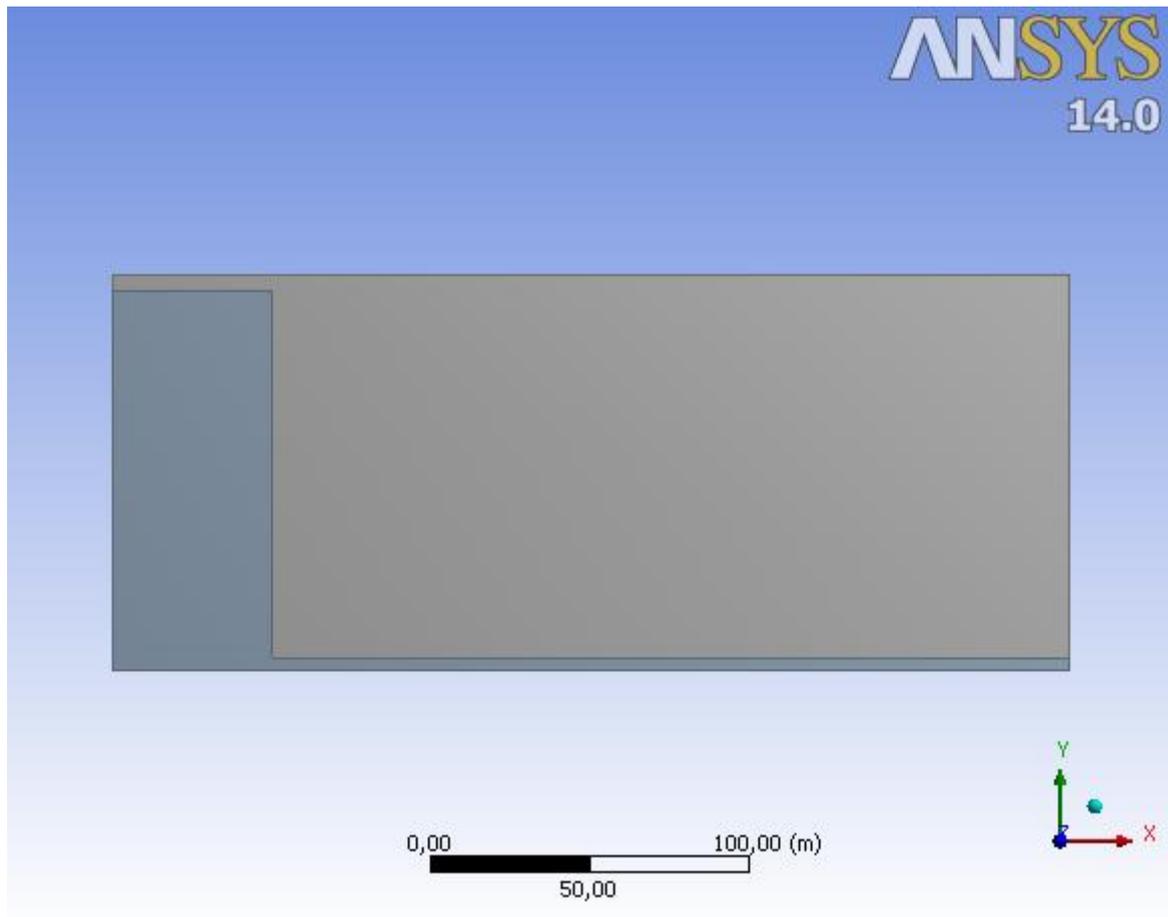


Figure (4.18) : Géométrie

4.2.3.1 Maillage

Le maillage utilisé pour cette étude est composé de 37500 cellules de forme carrée de dimensions 1m*1m. Les conditions aux limites utilisées sont données sur la figure 4.20. Faute de temps et de limitation de moyens de calcul, une étude de sensibilité au maillage n'était pas envisageable car on a utilisé des moyennes de calculs très limité.

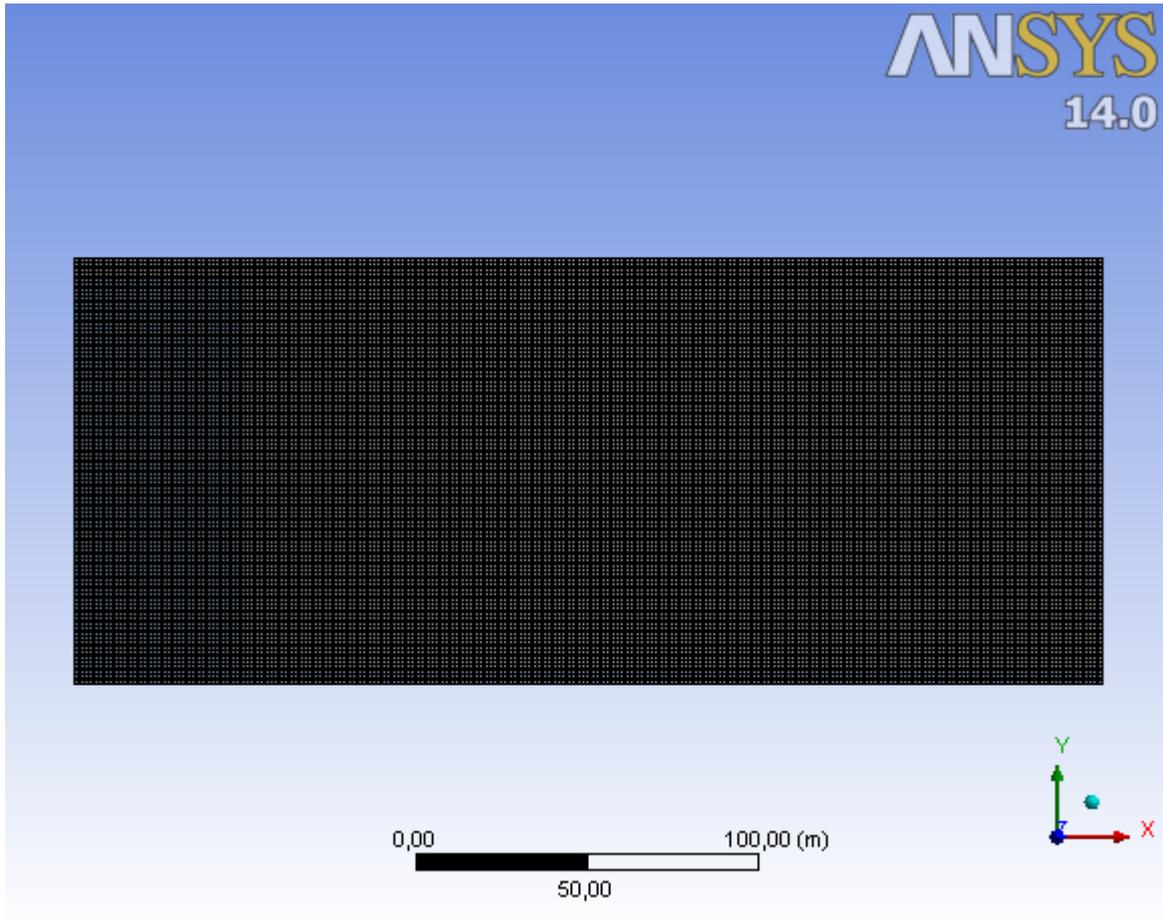


Figure (4.19) : Maillage du domaine

4.2.4 Réglage sur CFX- Pre

4.2.4.1 Condition aux limites

Les conditions aux limites et la définition des domaines sont données sur la figure (4.20)

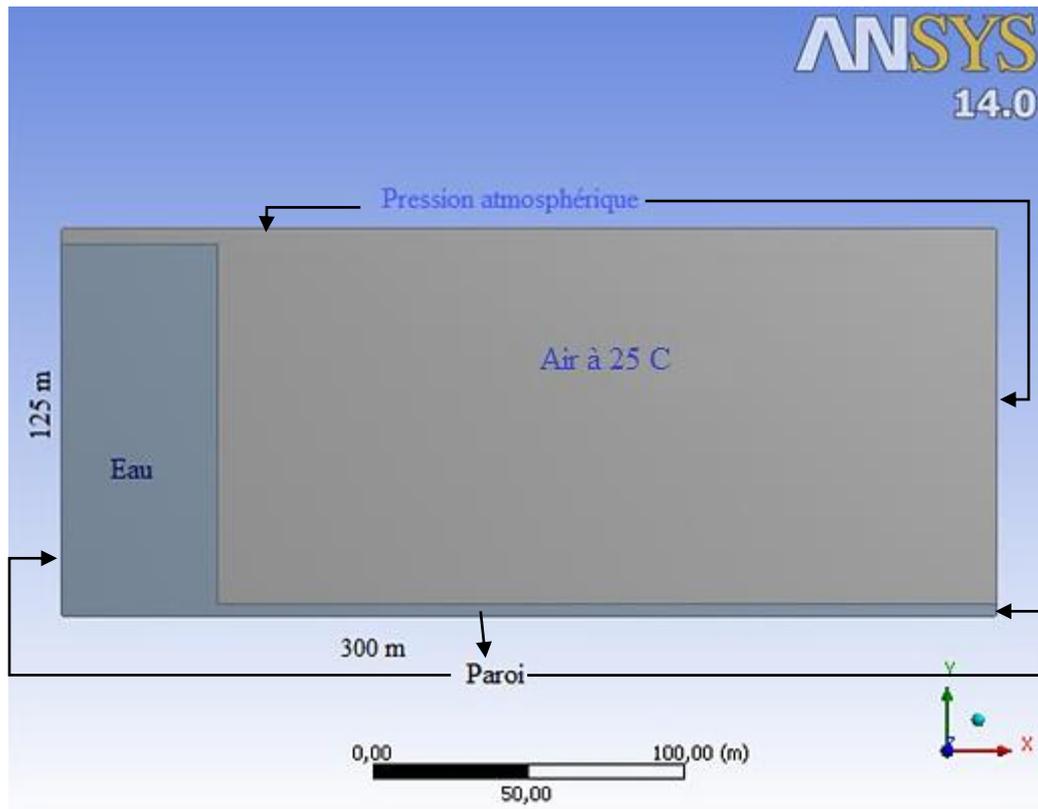


Figure (4.20) : Condition aux limites

4.2.4.2 Configuration du modèle

Pour la configuration du modèle, nous avons choisi le modèle k- ϵ pour modéliser la turbulence. Nous avons spécifié le sens l'accélération de gravité.

4.2.4.3 Initialisation des paramètres

Là on donne les valeurs initiales aux composantes de la vitesse et à la pression relative

$$U=0 \text{ [m/s]}, \quad V=0 \text{ [m/s]}, \quad P_{\text{relative}} = 0 \text{ [Pa]}.$$

4.2.4.4 Choix du pas de temps

Sur le mode transitoire on choisit un temps de 0.1 s pour un temps total de calcul de 20 s.

4.2.4.5 Contrôle sur le solveur

- Nous avons défini le schéma « Higer resolution » pour la discrétisation des termes convectifs.
- Nous avons défini le Second Order Backward Euler comme schéma de discrétisation du mode transitoire.

- Les valeurs des résiduelles pour examiner la convergence ont été fixées à 10^{-6} .

4.2.4.6 Contrôle sur les paramètres de sorties

- On représentera la distribution de la phase eau aux instants $t= 1$ s, 2s, 3s, 4.8s, 10s, 15s et 20 s

4.2.5 Résultats et discussion

Après calcul, on a obtenu les résultats suivants :

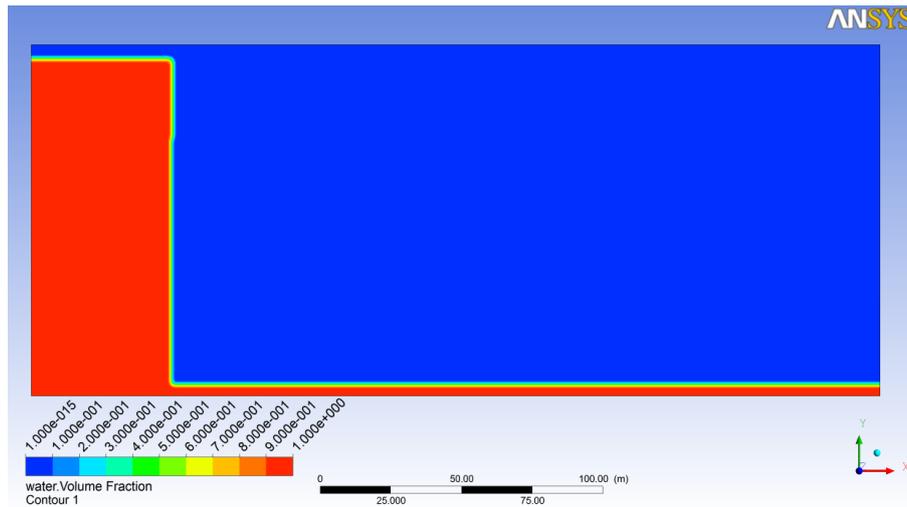


Figure (4.21) : Distribution de la phase eau à $t=0$ s

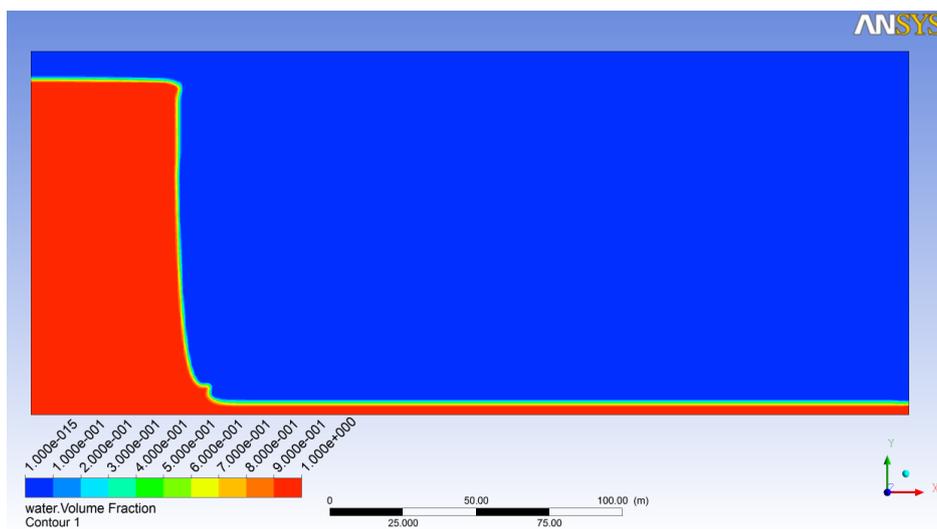


Figure (4.22) : Distribution de la phase eau à $t=1$ s

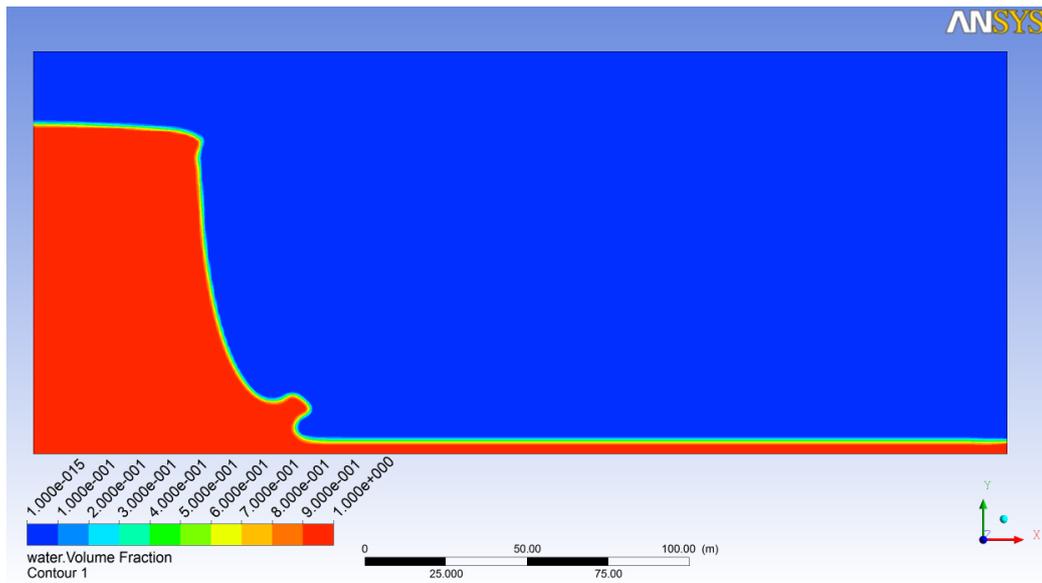


Figure (4.23) : Distribution de la phase eau à t=2s

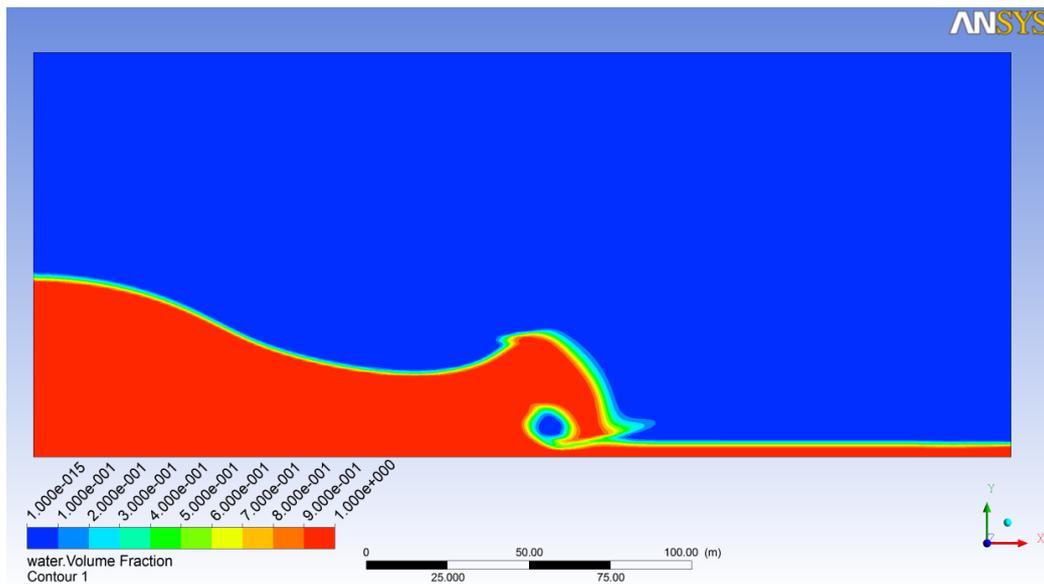


Figure (4.24) : La distribution de la phase eau à t= 4.8 s

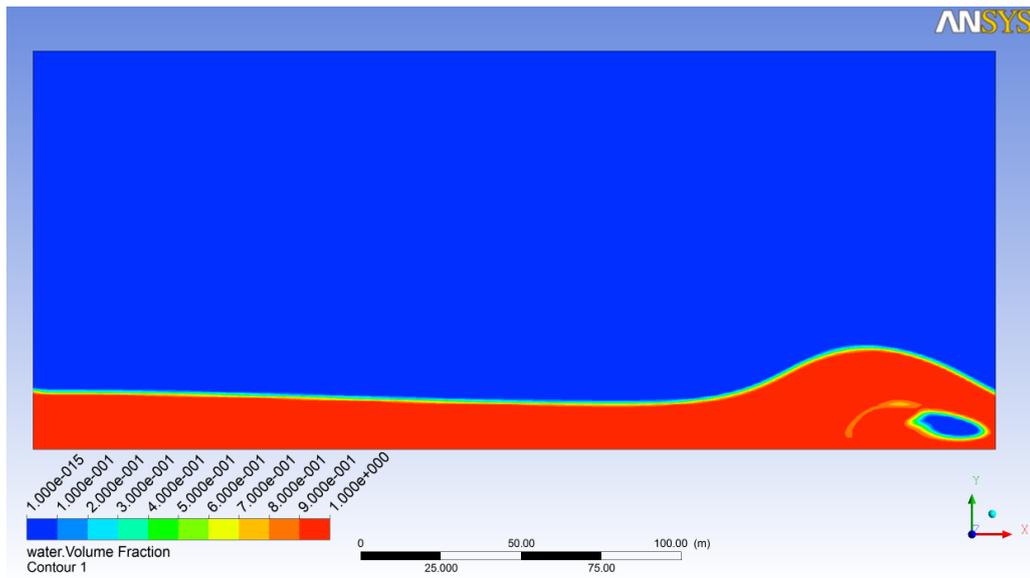


Figure (4.25) : Distribution de la phase eau à $t = 10$ s

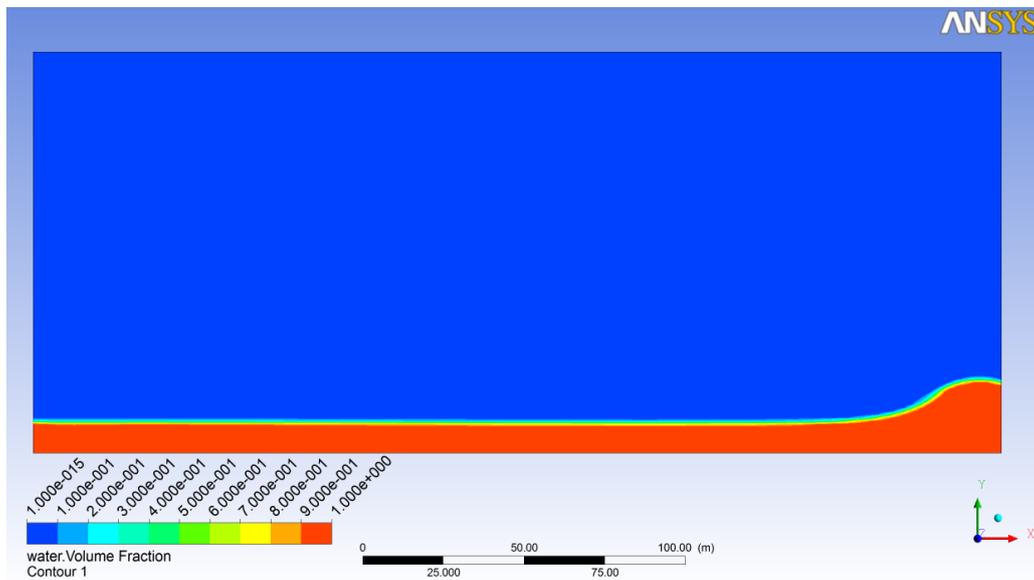


Figure (4.26) : Distribution de la phase eau à $t = 15$ s

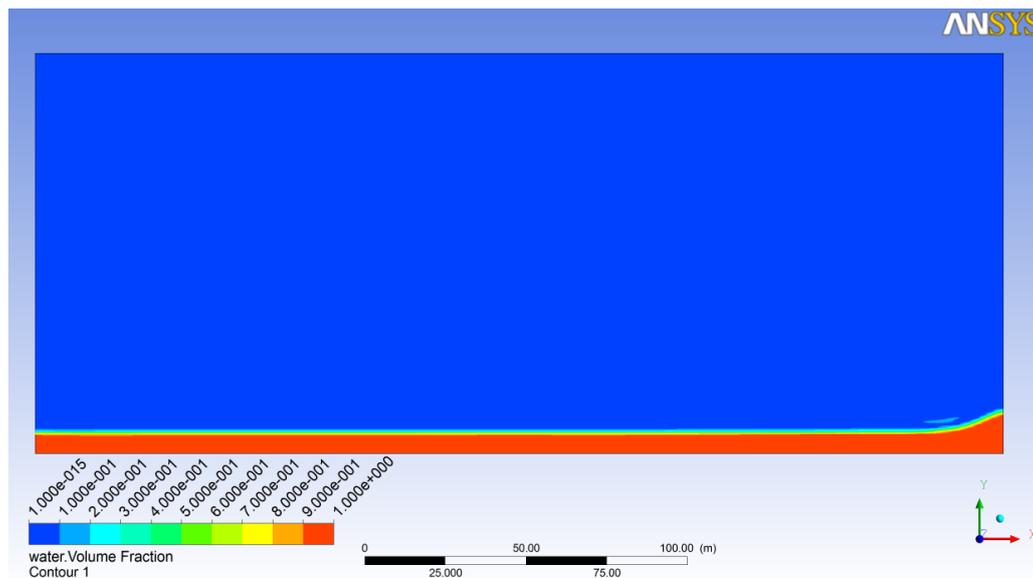


Figure (4.27) : Distribution de la phase eau à $t = 20s$

La distribution de phase représentée sur la figure (4.21) correspond à l'état initial de l'écoulement. Et montre que cette simulation a été réalisée avec un fond aval humide. D'après la figure (4.22), représentant le début de l'effondrement, le barrage subit en quelque sorte une vidange depuis fond, comme si une paroi verticale retenant l'eau se déplaçant verticalement. On constate une libération instantanée importante de l'eau dans la zone du fond. Cette zone est caractérisée par une augmentation importante de la pression conduisant à un fort gradient de pression poussant violemment la masse d'eau vers l'aval. Ce processus provoque la génération de l'onde de rupture. Le niveau d'eau diminue dans le réservoir (cuve) et l'onde s'amplifie en terme de longueur et de hauteur jusqu'à ce qu'elle atteigne une hauteur maximale de 41 m enregistré sur une distance de 133 m. Après l'atteinte de cette hauteur maximale, l'onde déferle sur la surface libre du canal sous l'effet de la différence des célérités de l'onde de gravité (figure 4.25). Nous avons constaté que l'onde causée par la rupture instantanée du barrage parcourt 250 m en seulement 7.9 s soit une vitesse moyenne de 31.64 m/s

Conclusion

Ce chapitre est consacré aux résultats et discussions, nous avons présenté les résultats de trois validations où les conditions des simulations sont extraites de la littérature suivie de la simulation d'un cas réel relatif au barrage de Béni Haroun. Concernant les cas de la littérature, nous avons obtenu des résultats qui sont en accord avec les résultats obtenus par les auteurs de ces études. L'évolution de la surface libre à l'aval du barrage a été bien reproduite par le modèle VOF. La distribution de phase dans le domaine de calcul et l'évolution de la pression dans des points sélectionnés ont été également bien reproduites par le modèle VOF. La simulation réalisée sur le cas du barrage de Béni Haroun a donné des premiers résultats même si des raffinements et des études de sensibilité spatiales et temporelles restent nécessaires pour fournir des résultats exploitables sur le terrain.

Conclusion générale

Ce travail a pour objectif de simuler la rupture d'un barrage à l'échelle environnementale à l'aide du modèle VOF présent dans le code de calcul ANSYS CFX. Les conclusions tirées de ce travail sont les suivantes :

- D'après le chapitre de la synthèse bibliographique, la rupture d'un barrage peut être causée par de nombreux facteurs et les scénarios issus de ses ruptures sont multiples. Les chercheurs et les scientifiques prennent toujours le scénario le plus critique qui est la rupture instantanée pour mener leurs études.
- Le modèle VOF a donné des résultats comparables à ceux obtenus par d'autres auteurs dans des études antérieures, en particulier, l'évolution du niveau d'eau et l'évolution temporelle de pression dans des points spécifiques.
- Le modèle VOF présent dans le code ANSYS CFX permet de simuler de manière acceptable la rupture d'un barrage et d'accéder à toutes les variables de l'écoulement.
- Le modèle VOF de ANSYS CFX peut être utilisé comme un moyen fiable de simulation des scénarios de rupture.
- L'application du modèle de VOF de ANSYS CFX sur le cas d'un barrage réel (Barrage de Beni Haroun) a donné des premiers résultats même si des études de sensibilité au maillage et au pas de temps restent nécessaires pour exploiter les résultats de la simulation.

Comme perspectives, nous proposons les suivantes :

- Réalisation des simulations en 3D et avec un champ d'inondation plus grand (à l'échelle d'une ville) ;
- Etendre l'utilisation des outils de la CFD pour d'autres processus se développant au niveau des barrages (envasement, vidange de fond, écoulement dans l'évacuateur de crues,...etc).

Bibliographie

- [1] Toubache.y, (2006) «Calcul de l'onde de subreption en aval en cas de rupture d'un barrage, cas d'un barrage des Portes de fer Bordj bou arreridj,» projet de fin d'études ENP.
- [2] RAHMANI, K «Quelques solutions des ondes de rupture d'un barrage sur un fond sec et inclinée» mémoire de magister, Université Hadj Lakhdar de Batna.
- [3] Dam of Algeria, book achieved by the ministry of Wateur Resoures with the simport of the European Union.
- [4] Marche C (2004) « Barrage crues de rupture et protection civile », Presse internationales Polytechnique.
- [5] Traore, S et SADOU,S (2001) «Etude d'un écoulement transitoire à surface libre (dam break) "onde de rupture d'un barrage",» mémoire de fin d'études université de Bejaia .
- [6] Zouaoui, D (2005) « Simulation numérique des écoulements a surface libre avec onde ' dam - break' »Projet de fin d'études ENP.
- [7] Chanson, H (2006) «analytical Solution of the Dam Break Wave Problem on Horizontal and Inclined Inerts» LA HOULLE BLANCHE, Vol n°3, pp. 77-86.
- [8] Yang, F ,Zhang, X et Tan, G (2007) «one and two dimensional coupled hydrodynamics model for dam break flow,» Journal of Hydraulic, pp.769-775.
- [9] Soares, S, Frazao et Zeck,Y (2007) «Dam-dreak flow an idealized city,» Journal of Hydrodynamic research, vol. 46, pp 648-658
- [10] Dr. Fourar, A (2007) «Propagation d'onde de rupture de barrage dans un canal sec et incliné».
- [11] CHERFILS, J M et al (2010) «Simulation en méthode particulaire de l'interaction houle ouvrage marins,» 12eme journée de l'hydraulique Nantes, 17-18 novembre.
- [12] Salhi, L (2010) «Calcul de l'onde de rupture d'un barrage via la méthode des éléments finis (M.E.F),» mémoire de magister, ENP.
- [13] Strauss, L (2010) «CFD simulations on idealized dam-break flow and solitary waves» université OSSOENSIS MDCCCXI.
- [14] Sambe, A N et al (2011) «Déferlement de vague : approche multi-pas,» 20^{ème} congrès Français de mécanique.
- [15] Issa R. (2006) «3D Dam Breaking» European Research Interest Community SIG.
- [16] Mihoubi, M K 2012 «Calcul de onde de rupture d'un barrage en mode bidimensionnel via le code TELEMAC-2D,» LJEE N°20 pp 71-80
- [17] Ryong, P et Kwang, S K 2012«Numerical investigation of the effects of turbulence intensity on » Ocean Engineering, n° 142.
- [18] Selahattin Kocaman, (2012) «The effect of lateral channel contraction on dam break flows: Laboratory experiment» Journal of Hydrology.

- [19] Malalasekera, (2007) «An Introduction to Computational Fluid Dynamics», Pearson Education.
- [20] HELP ansys CFX, ANSYS Corporation.
- [21] Boudjellal, S, (2003) « Integration numerique des écoulements brusquement instationnaires dans les canaux a surface libre » Université Hadj Lakhdar de Batna.
- [22] Benoumessad, K, (2011) «Simulation des structures de vitesses dans un écoulement non permanent dans un canal non prismatique et non linéaire » mémoire de magister, Université Hadj Lakhdar de Batna

Annexe A : Les cas de rupture dans le monde

Tableaux(A.1) : Cas de rupture de barrages dans le monde après 1950

Nom	Pays	Date de rupture	Date de mise en eau	Hauteur (m)	Réservoir (10 ⁶ m ³)
Irukaike	Japon	1968	1633	28	18
Johnstown	États-Unis	1889	1942	22	19
South Fork	Inde	1889	1852	21	18
Waghad	États-Unis	1880	1880	32	17
Lake Vera	États-Unis	1905	1880	15	nd
Walnut Grove	États-Unis	1890	1888	33	19
Castlewood	États-Unis	1933	1890	28	4
Avalon	États-Unis	1903	1895	14	nd
Lower Otay	États-Unis	1916	1901	46	52
Cazedero	États-Unis	1965	1906	21	16
Wisconsin	États-Unis	1911	1909	18	25
Sweet Water	États-Unis	1916	1911	35	54
Lake Barcroft	États-Unis	1972	1913	21	3
Swift	États-Unis	1964	1914	47	37
Hebron	États-Unis	1914	1915*	17	nd
Sepulveda	États-Unis	1914	1915*	17	nd
Lookout Shoals	États-Unis	1916	1915	24	49
Mammoth	États-Unis	1917	1916	23	13
Oklahoma	États-Unis	1923	1920	16	26
Lake Hemet	États-Unis	1925	1923	45	17
Dykstra	États-Unis	1926	nd	15	nd
Rosnow	Pologne	1940	1925	13	8
Briseis	Australie	1929	1926	17	1
Blasam	États-Unis	1929	1927	18	nd
Pagara	Inde	1943	1927	30	166

Tableau (A.2) : cas de rupture de barrages dans le monde avant 1950

Nom	Pays	Date de rupture	Date de mise en eau	Hauteur (m)	Réservoir (10 ⁶ m ³)
Ogayarino	Japon	1953	1944	24	0,16
Rincon	Uruguay	1959	1945	41	9000
Heiwake	Japon	1951	1949	22	0,2
Pardo	Argentine	1970	1949	15	0,1
Ovcarbanja	Yougoslavie	1965	1952	27	3
Karagpur	Inde	1961	1956	24	55
Kaddam	Inde	1959	1957	40	215
Sales de Oliveira	Brésil	1977	1958	35	25
Bolan	Pakistan	1976	1960	19	89
Euclides de Cunha	Brésil	1977	1960	61	13
Dhanibara	Inde	1976	1965	21	nd
Noppikoski	Suisse	1985	1967	19	0,7
Dantiwada	Inde	1973	1969	61	460
Bagauda	Niger	1988	1970	20	22
Machu II	Inde	1979	1972	26	101
Spitskop	Afrique du Sud	1988	1975	17	61
Gotvan	Iran	1980	1980	22	nd
Tous	Espagne	1982	1980	77	50
Sargasonskaia	CIS	1987	1980	23	2,7
Belci	Roumanie	1991	1982	18	12

Annexe B : Solution de Ritter

B.1 Equations utilisé

RITTER à utiliser des équations qui décrivent la propagation dynamique de l'onde [4]

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s}{\partial t} (A + A_0) - q = 0 \quad (\text{B.1})$$

$$m \frac{\partial s Q}{\partial \tau} + \frac{n \partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + pgA \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) + ngA(Sf + Se + Si) + L = 0 \quad (\text{B.2})$$

Où

h : la hauteur ;

A : section d'écoulement active ;

A₀ : section d'écoulement de stockage ;

s : facteur de sinuosité ;

x : distance longitudinal ;

t : temps ;

q : apport latérale par unité de distance q
négative = déversement ;

Sf : pente de frottement ;

Si : pente de frottement pour dissipation
d'énergie visqueuse ;

Se : pente de contraction/expansion ;

L : quantité de mouvement de l'apport
latéral ;

m,n,p et r coefficients.

B.2 Equations de Ritter

Avec des hypothèses simplificatrices il a pu arranger les équations (B.1) (B.2) pour donner un système dont sa résolution est purement analytique

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (\text{B.3})$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (uh) = 0 \quad (\text{B.4})$$

Leur solution conduit à un ensemble de résultat simple (figure B.1) ci-dessus La solution est :

$$h = \left[2(gh_0)^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{x}{t} \right) \right]^2 / (9g) \quad (\text{B.5})$$

$$u = (2/3) \left[(gh_0)^{1/2} + (x/t) \right] \quad (\text{B.6})$$

Il faut savoir que les équations de Sain Venant unidimensionnelles conduisent aussi initialement à celles utilisé par RITTER 1892

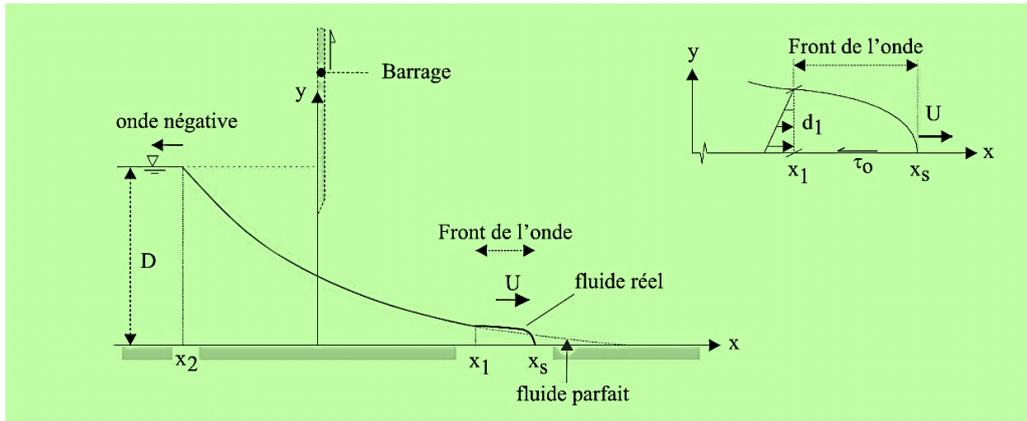
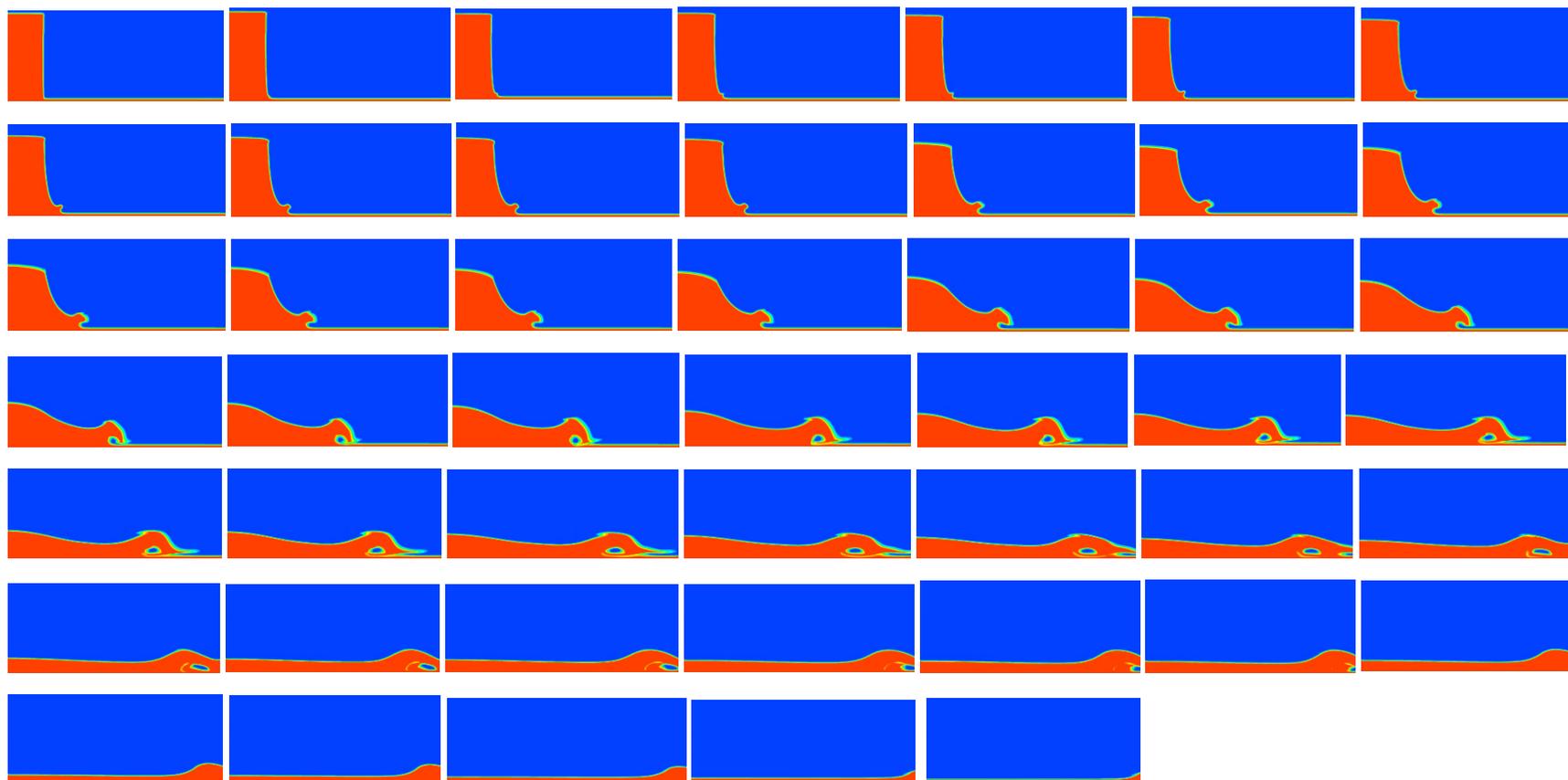


Figure (B.1) : Éléments principaux de la solution de Ritter

Annexe C : Distribution de la phase eau issue de simulation du cas Béni Haroun



Résumé

La présente étude porte sur la validation du modèle VOF (volume of fluide) présent dans le code ANSYS CFX pour la résolution des problèmes de type : rupture de barrages. Nos cas de validation ont fait l'objet d'une synthèse de travaux bibliographiques antérieurs, suivie de simulation d'un scénario de rupture instantanée et bidimensionnel d'un barrage à l'échelle environnementale 'cas du Béni Haroun ; le code de calcul utilisé est basé sur la résolution des équations de Reynolds-moyenne Navier Stockes (RANS) par la méthode des volumes finis.

Mots clés : Rupture de barrage, RANS, modèle de VOF, ANSYS CFX, Béni Haroun.

Abstract

This study focuses on the validation of the model VOF (volume of fluid) present in the ANSYS CFX code for solving problems of type dam break. Our validation cases have been a synthesis of previous literature work, followed by a simulated scenario of instantaneous failure of a dam across environmental 'Beni Haroun case of' knowing that the computer code is based on solving equations Reynolds-averaged Navier Stockes RANS by the finite volume method.

Key words: Dam break, RANS, VOF model, ANSYS CFX, Béni Haroun.