



المدرسة الوطنية المتعددة الفنون
Ecole Nationale Polytechnique



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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Laboratoire de recherche en sciences de l'eau

Département d'Hydraulique

Projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Réalisé par :

Mr. TALEB BAHMED Ali

SIMULATION DE LA RUPTURE DU BARRAGE DE LAADIRA - GHARDAIA -

Soutenu publiquement le 24-06-2013 devant le jury composé de:

Président : *Pr. A. KETTAB*
Promoteurs : *Mr. F. MEZALI*
Dr. S. BENMAMAR
Mr. R. SIOUSIOU
Examineurs: *Mr. S. BENZIADA*
Mr. N. NEBACHE

Dédicace

Avec toute ma gratitude, je dédie ce travail :

A mes très chers parents

« The two candles that lightened my way to success »

que Dieu les garde,

A ma grande mère

A mes chers frères et sœurs

A toute ma famille.

A tous mes vrais Amis

*A tous mes amis de l'école, spécialement pour ceux de la
promotion,*

Et à tous ceux que j'aime.

Ali

Remerciements

Merci à mon bon Dieu, notre guide, notre bonheur, notre lumière, notre plus grand amour. Celui qui m'a donné la foi en lui, la force et le courage pour combattre, qui est toujours avec nous dans tous les moments difficiles.

Merci Allah

Je remercie Son prophète, Mohammed (QPDSSL), la lumière de Dieu pour le bien être de l'humanité, pour sa persévérance et son courage pour nous tous.

Je tiens à remercier vivement Mlle BEMAMAR Sadia, qui a dirigé les travaux de ce mémoire, pour son soutien, ses conseils, et surtout sa gentillesse.

Je remercie aussi cordialement Mr SIOUSIOU Rostom, pour sa gentillesse, ses consignes, son ambition et son sérieux.

Je remercie également Mr MEZALI Farouk, qui m'a aidé tout au long de ce travail, pour son encouragement, sa patience et sa disponibilité.

Mes vifs remerciements vont aussi à Mr NACER Bakir, Mr Nacer Hammou, Mr ABAZA Seddik et BAHADI Rabi pour leurs soutiens, leur courtoisie, et leurs contributions bénéfiques.

Je remercie pareillement Mlle CHETIBI Meriem pour son sérieux et son dévouement au travail, et cela au long de cette étude et pendant les trois années qu'on a travaillé ensemble.

Je m'adresse aussi pour remercier mes enseignants, au primaire, au collège, au lycée, à l'école coranique et à l'école nationale polytechnique.

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

ملخص

إن عملنا الذي يسمى محاكاة انكسار سد لعديرة، يهدف إلى تحديد إمكانية الانكسار -وهذا باتخاذ فيضان أكتوبر 2008 كمرجعية-، و تحديد مدى خطر الظاهرة و مختلف مظاهرها، و الأضرار التي قد يسببها أسفل السد.

إن توقعات كيفية حدوث هذه الظاهرة تم بواسطة البرنامج الحسابي PALABOS. هذا البرنامج يمكننا من إنتاج موجة الانكسار، و هذا بحل معادلة بولتزمان الشبكية.

محاكاة موجة الفيضان تهدف معرفة ارتفاعات و سرعة الماء، في مختلف لحظات الفيضان و في مختلف مقاطع المجرى.

الكلمات المفتاحية: سد لعديرة، المحاكاة، الفيضان، موجة الانكسار، الخطر، مشبك بولتزمان، PALABOS .

Résumé

Notre travail intitulé simulation de la rupture du barrage de Laàdira, a pour objectif de déterminer la possibilité de rupture en se référant à la crue d'Octobre 2008, ainsi que l'aléa du phénomène et ses différentes manifestations, et les dégâts qu'il peut provoquer à l'aval.

Cette prévision du déroulement du phénomène est effectuée par le code de calcul numérique PALABOS. Ce dernier est un code qui permet de produire cette onde de rupture, en résolvant les équations de Lattice Boltzmann.

La simulation de l'onde de submersion est faite dans le but de connaître les hauteurs d'eau, les vitesses et autres paramètres, pour les différents instants de la crue et dans les différents sections du cours d'eau situées à l'aval du barrage.

Les mots clés: barrage de Laàdira, simulation, crue, onde de rupture, risque, lattice Boltzmann, PALABOS.

Abstract

Our work which is entitled the simulation of Laàdira's dam failure, aims to determine the possibility of rupture, thus the hazards of the phenomenon and its various manifestations, and damages that can lead to downstream.

This prediction of the progress of the phenomenon is carried out by numerical calculation code called PALABOS. This is a code that allows producing the wave breaking by solving Lattice Boltzmann equations.

Simulation of flood wave is made in order to know the water levels, water velocities and other settings for different instants of flood and in different sections of the river downstream.

Key words: Laàdira dam, simulation, flood, break wave, risk, lattice Boltzmann, PALABOS.

Table des matières

Liste des figures	8
Liste des tableaux	10
Chapitre I: Notions Générales sur les barrages	12
I.1) Introduction.....	12
I.2) Généralités sur les barrages	12
I.2.1) Classement selon le type de matériaux	12
I.2.2) Classement selon le risque	21
I.2.3) Choix de crue de projet et vulnérabilité	21
I.2.4) Évacuateurs de crues	22
I.3) Conclusion	23
Chapitre II: Etat d'art sur la rupture de barrage	24
I.1) Introduction.....	24
I.2) Critères de qualité pour les barrages	24
I.3) Les enjeux de la rupture d'un barrage.....	24
I.4) Statistiques mondiales globales	25
I.5) Importance relative des causes de rupture	25
I.5.1) Causes hydrologiques	25
I.5.2) Causes géotechniques	26
I.5.3) Tremblements de terre.....	26
I.5.4) Défaut des organes de sécurité	26
I.5.5) Causes diverses	26
I.5.6) Défaut de surveillance.....	26
I.6) Pathologie grave des barrages de divers types.....	26
I.6.1) Barrages en remblai.....	26
I.6.2) Barrages en maçonnerie	27
I.6.3) Barrages en béton	28
I.7) Types et processus de rupture des barrages	29
I.7.1) La rupture brutale	29

I.7.2) La rupture progressive.....	29
I.8) L'onde de submersion.....	29
I.9) Quelques scénarii de rupture de barrage	30
I.9.1) <i>Rupture brutale suite au glissement des fondations</i>	30
I.9.2) <i>Rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme</i>	30
I.9.3) <i>Erosion interne due à un défaut de drainage</i>	30
I.9.4) <i>Erosion par déversement sur la crête du barrage suite à une crue extrême</i>	30
I.9.5) <i>Glissement de terrain (terre) sur la retenue du barrage</i>	31
I.9.6) <i>Attentat ou sabotage</i>	31
I.10) La politique de prévention et les moyens de secours.....	31
I.10.1) <i>La maîtrise du risque à la source</i>	31
I.10.2) <i>La maîtrise de l'urbanisation</i>	33
I.10.3) <i>La planification des secours</i>	33
I.11) Classes et plages de danger particulier	34
I.12) Le barrage de Fergoug : un exemple Algérien de rupture de barrage !.....	35
I.13) Conclusion	37
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude	38
I.1) Introduction.....	38
I.2) Présentation de la wilaya de Ghardaïa	38
I.2.1) Aperçu historique	38
I.2.2) Situation géographique.....	39
I.2.3) Caractéristique physique du site.....	39
I.3) Présentation de la zone d'étude.....	44
I.3.1) Le barrage.....	45
I.3.2) Partie amont.....	47
I.3.3) Partie aval.....	55
I.4) Conclusion	56
Chapitre IV: Mise en évidence de la possibilité de la rupture du barrage de Laàdira.....	57
IV.1) Introduction.....	57
IV.2) Les causes probable de la rupture	57
IV.3) L'échec suite à une crue extrême	57
IV.4) L'évacuateur de crue du barrage de Laàdira	58

IV.5) La fraction du débit maximum	60
IV.6) L'hydrogramme de crue	60
IV.7) Conclusion	64
Chapitre V: Modélisation mathématique des ondes de rupture de barrage.....	65
V.1) Introduction	65
V.2) Présentation des méthodes de calculs de l'onde de rupture	65
V.2.1) Description du phénomène	65
V.2.2) Généralités sur les ondes de submersion	66
V.2.3) Modélisation de la rupture.....	69
V.3) Méthode Lattice Boltzmann (LBM).....	71
V.3.1) Introduction	71
V.3.2) Définition	72
V.3.3) Vue d'ensemble	72
V.3.4) Méthodologie de base.....	74
V.3.5) Méthode de volume de fluide (VOF)	91
V.3.6) Large Eddy Simulation (LES) ou modèle de Smagorinsky	92
V.3.7) Multiphasiques / multi-composant modelés LBM	93
V.3.8) Principaux résultats de recherche	93
V.3.9) Glissement interfacial Solide-Liquide.....	94
V.4) Conclusion:.....	94
Chapitre VI: Présentation des outils de simulation : Palabos et Paraview	95
V.5) Introduction	95
V.6) Le logiciel PALABOS.....	95
V.6.1) Les fonctionnalités de Palabos	96
V.6.2) Les entrées/sorties sur Palabos	97
V.6.3) Installation de Palabos sous Linux	99
V.7) Programmer avec Palabos	99
V.7.1) Introduction	99
V.7.2) Structure du programme	100
V.7.3) Le make file.....	111
V.8) Présentation de ParaView.....	113
V.8.1) Présentation du programme.....	113

V.8.2) Utilisation de l’outil de visualisation ParaView.....	114
V.9) Conclusion.....	117
Chapitre VII: Simulation et analyse des résultats	118
V.10) Introduction	118
V.11) Insertion des données	118
V.12) Discrétisation du domaine	118
V.13) Caractéristiques de la simulation.....	119
V.13.1) Schéma du cours d’eau	119
V.13.2) Hypothèses de calcul	120
V.13.3) Conditions aux limites	120
V.13.4) Condition initiales.....	120
V.14) Résultats de la simulation.....	121
V.14.1) Le temps d’arrivée de la vague d’eau	121
V.14.2) Les hauteurs maximales dans les sections	121
V.14.3) Les vitesses maximales dans les sections	124
V.15) Conclusion.....	128
Conclusion générale	129
Bibliographies	130
Annexes.....	132

Tables des figures

Figure I.1: Barrage en béton poids (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	13
Figure I.2: Barrage voûte (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	15
Figure I.3: Barrage à contreforts (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	15
Figure I.4: Barrage en terre homogène (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	18
Figure I.5: Barrage en terre zoné (avec noyau imperméable) (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	18
Figure I.6: Barrage en remblai (à masque amont) (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	19
Figure I.7: Barrage en enrochement (noyau interne) (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	19
Figure I.8: Barrage en enrochement à masque (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)	20
Figure II.1: Carte de risque d'inondation (Ministère de l'écologie et du développement durable, France, 2004)	30
Figure II.2: Le barrage de l'oued Fergoug après la catastrophe - 1928 –	36
Figure III.1: Carte géographique de la wilaya de Ghardaïa	39
Figure III.2: Les couche géologique de la vallée du M'zab (ANRH, 2003)	40
Figure III.3: Bassin versant d'oued M'zab et ses principaux affluents	42
Figure III.4: Confluence des oueds de Laàdira et Labiod avec l'oued M'zab et villes de Ghardaïa	43
Figure III.5: Localisation de la zone d'étude	45
Figure III.6: Schéma de la coupe transversale du barrage de Laàdira	46
Figure III.7: Appareil de mesure topographique	47
Figure III.8: Prisme De Mesure Topographique	47
Figure III.9: Insertion de l'image à partir de Google earth	49
Figure IV.1: Evacuateur de crue du barrage de Laàdira	58
Figure IV.2: Schéma du seuil épais	59
Figure IV.3: Hydrogramme de crue (fenêtre Matlab)	61
Figure IV.4: Courbe de décrue	62
Figure IV.5: Courbe de crue	62

Figure IV.6: Hydrogramme de crue	63
Figure IV.7: Le volume ruisselé et capacité du barrage.....	64
Figure V.1: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas fluvial)	67
Figure V.2: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas torrentiel)	68
Figure V.3: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas critique)	68
Figure V.4: Les vecteurs unitaires de vitesse dans le modèle FHP.....	72
Figure V.5: : Schéma des treillis plus courants. Les directions i correspondent aux vecteurs de vitesse v_i	77
Figure V.6: Arrangement D2Q9 et ses vitesses	78
Figure V.7: Arrangement de lattice pour un problème 1-D	81
Figure V.8: Arrangement de lattice pour un problème 2-D, D2Q5	82
Figure V.9: Arrangement de lattice pour un problème D2Q9.....	82
Figure V.10: Arrangement de lattice pour un problème D3Q15.....	83
Figure V.11: Arrangement de la maille pour la configuration D3Q19	83
Figure V.12: Vues de lattice et d'histogramme des fonctions de distribution (directions spécifiques des densités f_a) discretées	85
Figure V.13: Classification des solides: les nœuds noirs présentent les solides de surface (frontière); gris damier indique les solides intérieurs (isolées)	88
Figure V.14: Les étapes de la condition bounce-back.....	88
Figure V.15: Les directions spécifiques f_4, f_7 et f_8 sont inconnues à la surface nord.....	89
Figure VI.1: Fonctionnement de SMP	112
Figure VI.2: Interface utilisateur de Paraview	114
Figure VI.3: Différents types de maillage lisible par Paraview	116
Figure VII.1: Les sections de lecture de données sur le cours d'eau	120
Figure VII.2: Le temps d'arrivée de l'onde en fonction de la distance du barrage.....	121
Figure VII.3: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 1).....	122
Figure VII.4: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 2).....	122
Figure VII.5: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 3).....	122
Figure VII.6: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 4).....	123
Figure VII.7: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 5).....	123
Figure VII.8: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 6).....	123
Figure VII.9: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 1).....	125
Figure VII.10: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 2).....	125

Figure VII.11: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 3).....	125
Figure VII.12: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 4).....	126
Figure VII.13: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 5).....	126
Figure VII.14: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 6).....	126

Liste des tableaux

Tableau I-1: Choix de la période de retour en fonction du risque.....	22
Tableau II-1: Effets envisageables pour des seuils de vitesse et de hauteur (Salhi, 2011)	35
Tableau III-1: Volume d'eau en fonction du plan d'eau	55
Tableau IV-1: Coefficient de débit en fonction de la hauteur d'eau et l'épaisseur du seuil	59
Tableau IV-2: Débits et volume ruisselé en fonction du temps (crue d'octobre 2008).....	62
Tableau V-1: Les règles de conversion entre les quantités LBGK et les quantités physiques	86
Tableau VI-1: Menus de Paraview	114
Tableau VII-1: Paramètres de la simulation.....	119
Tableau VII-2: Illustration des valeurs minimales et maximales de la multiplication de la vitesse par la hauteur	127

Introduction générale

En cohérence avec le climat désertique de la région de la vallée du M'zab, caractérisée par une forte sporadicité hydrologique, les anciens de cette région ont adopté un système hydraulique ingénieux qui, en cas de crues, assurent simultanément l'irrigation de la palmeraie et l'alimentation des nappes phréatiques.

Toutefois, la nature désertique de la région n'exclue pas l'avènement, suite à des averses torrentielles, d'inondations catastrophiques. Ces inondations ont été observées à maintes reprises, et ont marquées l'histoire de la région qui a pu trouver la manière idéale pour s'en sortir avec le minimum de dégâts, pour un maximum de bénéfice.

Par suite de la croissance démographique rapide, la vallée a connu une urbanisation accrue, parfois au détriment de la palmeraie. Cette urbanisation de la palmeraie, qui est une zone inondable, a rendu l'occurrence de crues un vrai danger pour la population y résident.

Et cela n'a pas tardé, puisque la vallée a subi une inondation désastreuse le 01 octobre 2008. Cette catastrophe meurtrière a nécessité une protection de la vallée d'autres éventuelles inondations. Dans ce contexte, deux barrages ont été construits sur les deux principales affluents de l'oued M'zab.

Les barrages sont faits pour des crues de projet à période retour définie, cependant ces études n'assurent pas la sécurité totale, et les barrages peuvent céder à n'importe quel crue d'intensité supérieure à la capacité de résistance du barrage. En ajoutant à cela le manque fatal de données hydrologiques, qui présentent la donnée base du dimensionnement de l'ouvrage. Donc, on peut conclure que la simulation d'une probable rupture de cet ouvrage devient une nécessité pour la protection de la population et la prévision des plans de sécurité en cas d'échec du barrage. Du fait que l'inondation d'octobre 2008 est déclenchée par l'oued de Laàdira, Le choix s'est porté sur celui-ci.

Dans le premier chapitre, nous donnons des généralités sur les barrages, puisque le barrage est le point d'origine de cette étude.

Le deuxième chapitre présente un état d'art sur les ruptures de barrages à travers le monde, il établit un éventail sur les causes de ruptures, les enjeux de la rupture, ainsi que des différents mesures de prévention et de protection afin d'éviter les pertes matérielles, voire humaines.

Le troisième chapitre s'intéresse à la présentation de la zone d'étude, et les différentes caractéristiques hydro-climatique et géologique de la région, ainsi que celles du barrage et sa retenue.

Dans le quatrième chapitre, nous présentons la vulnérabilité du barrage aux inondations, et la possibilité d'échec du barrage.

Dans le cinquième chapitre, nous traitons les fondements théoriques et des bases mathématiques de la méthode de Lattice Boltzmann, utilisée par le code de calcul pour simuler le phénomène de rupture.

Nous citerons dans le sixième chapitre les outils informatiques utilisés pour l'obtention et la visualisation des résultats, ainsi que le code de calcul Palabos.

Dans le dernier chapitre, nous exposons les résultats de la simulation, ainsi que la visualisation et nos interprétation et analyses de ces résultats.

En dernier lieu, nous résumons notre travail par une conclusion globale.

Chapitre I: Notions Générales sur les barrages

I.1) Introduction

Il existe dans le monde plus de 36 000 barrages dont la hauteur dépasse 15 m, la plupart ont été construits depuis 1950. Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuelle) correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement, et à la nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau. (Carrère, 1996)

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (résultant de l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain), établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau.

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché.

Les objectifs d'un aménagement comportant un barrage sont très variés, à savoir l'irrigation (60 à 70 % de l'eau distribuée), alimentation des villes en eau potable pour les utilisations domestique et industrielles, le contrôle des crues et le maintien du niveau minimum des eaux périodes de sécheresse, l'alimentation des nappes sous terraines, la génération de l'électricité, l'élevage de poissons, la navigation et pour des fins de loisirs.

Cependant, la conséquence de l'échec d'un barrage, est généralement une brèche qui se forme dans le corps du barrage, l'eau s'écoule librement et une onde de crue se propage dans la vallée en aval. Un débit de crue très important que celui des crues naturelles et la zone inondée devient plus large. La violence des écoulements provoque généralement des dégâts significatifs pour l'infrastructure et apporte des modifications majeures à la vallée.

I.2) Généralités sur les barrages

La construction de barrage se classe avec les plus anciennes et les plus fondamentales activités de génie civil. L'ouvrage de barrage est considéré parmi les constructions les plus anciennes que l'Homme a édifiées pour répondre à ses besoins de la vie. Avec la croissance démographique et le développement économique et social, la demande sur la ressource en eau s'est vue augmenter, et pour répondre à cette demande de plus en plus croissante, la construction de grands ouvrages de rétention des eaux de surfaces s'est avérée nécessaire. Et depuis là, les ingénieurs ont adoptés plusieurs solutions afin d'arriver à ériger ces réservoirs relativement importants. Plusieurs types de barrages, et différentes techniques ont été développées dans les différentes étapes de constructions. Et maintes classifications peuvent être établies selon : la nature des matériaux, la forme, la sécurité, la capacité, ...etc.

I.2.1) Classement selon le type de matériaux

La plus courante classification des barrages est basée sur les matériaux utilisés pour la construction de la structure. Cette classification prend souvent en considération le design de base, comme le barrage poids en béton, barrage voûte, barrage en enrochement...etc. en premier lieu, on peut considérer deux (02) grandes classes :

2.1.1) LES BARRAGES RIGIDES

Les matériaux dont ces barrages sont conçus ne permettent pas de déplacements différentiels entre eux. Ils ont une structure monolithique, ils peuvent avoir des déformations élastiques,

mais elles sont généralement négligeables. Ils sont en générale en maçonnerie, béton, béton armé, béton compactée ou en béton compacté roulé (BCR). Les barrages poids en béton, voute, à contreforts et à voûtes multiples forment la principale gamme de cette classe.

(a) Barrage poids

La stabilité des barrages poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par la tranche du barrage considérée. Ils peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée de chaux pour les plus récents.

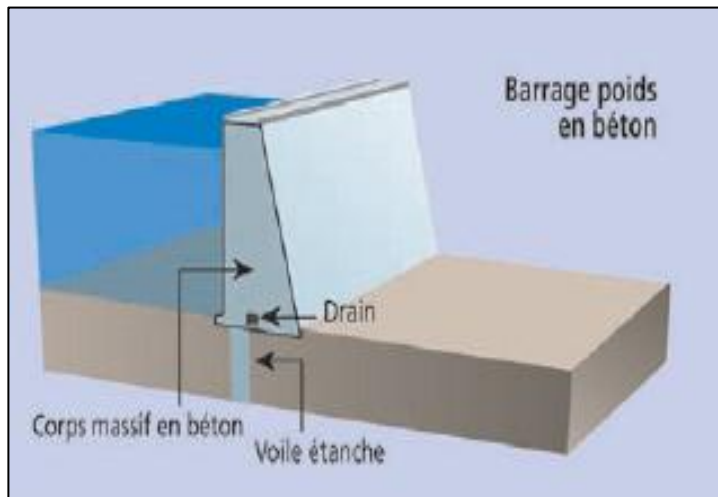


Figure I.1: Barrage en béton poids (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

Cette forme de barrage convient bien pour les vallées plutôt larges.

Le barrage poids peut être droit ou courbe dans le plan. Le barrage courbé peut offrir certains avantages à la fois en coût et de sécurité. De temps en temps la courbure du barrage permet à une partie du barrage de se situer sur un fondement plus solide, ce qui nécessite moins de travaux d'excavation.

Ils sont généralement découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre les plots est assurée par un dispositif placé à l'amont des joints.

Toutes les formes de profil se rencontrent, depuis la forme rectangulaire simple pour les plus petits à la forme triangulaire, en passant par des formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure.

Au siècle dernier, les maîtres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements. Ils ont donné une forme légèrement courbe au tracé en plan du barrage de manière à permettre le mouvement de la structure en évitant l'ouverture des joints.

Les formes les plus fréquentes des barrages poids modernes sont des formes triangulaires qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement. La partie amont est souvent verticale ou avec un fruit très faible.

On peut distinguer les barrages pour lesquels les fonctions poids et étanchéité sont assurées de manière conjointe. Comme les barrages en maçonnerie « homogène » (bien que le parement amont soit souvent mieux appareillé et/ou recouvert d'enduit).

La stabilité des barrages poids repose essentiellement sur le fruit et l'efficacité du drainage qui met le massif à l'abri des sous-pressions.

Leur inconvénient majeur est de ne pas utiliser pleinement les capacités du matériau constituant la partie résistante du barrage (maçonnerie ou béton) à supporter des efforts importants de compression. Il est donc venu rapidement à l'idée des concepteurs de supprimer du béton superflu en allégeant la structure, en créant des arcades ou des riches sur le parement aval, en réduisant la surface d'assise au sol.

Lorsque ces élargissements descendent jusqu'à la fondation, il en résulte une augmentation des contraintes appliquées au sol de fondation. Mais la réduction de la surface se traduit par un meilleur drainage de ce contact. Les sous-pressions dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage sont alors limitées.

Pour certains barrages en rivière, les vannes représentent une part importante du parement amont. La structure résistante est alors limitée au socle d'assise et aux contreforts entre vannes.

Les barrages poids sont de structures peu déformables et peu sensibles, en exploitation, aux phénomènes thermique.

Classiquement, les calculs de stabilité distinguent deux ruptures potentielles, soit par glissement des plots, soit par basculement des plots sur leur pied aval. La surface de rupture peut être interne au barrage ou correspondre au contact avec la fondation.

Dans la mesure où le matériau béton peut connaître un phénomène de gonflement, notamment par alcali-réaction, le dispositif d'auscultation peut être complété par des mesures de nivellement ou toute autre mesure permettant de mettre en évidence une augmentation de volume ou des mouvements différentiels (par exemple entre plots).

Le concept de la construction de barrages en béton à l'aide du BCR (Béton Compacté Roulé) a été développé et mis en œuvre. Plusieurs barrages en BCR ont été construits en Algérie et à travers le monde. (Salhi, 2010)

(b) Barrage voûte

Les barrages voûtes en béton sont adaptés pour les sites où le rapport de la largeur entre les culées à la hauteur n'est pas grand et où la fondation au niveau des butées est solide capable de résister à la poussée de l'arc.

Un barrage-voûte couvre un canyon comme une structure et est généralement limitée à une longueur en crête maximale de rapport à la hauteur de 1 :10. L'objectif de construction d'un barrage, qu'il s'agisse d'une structure permanente majeure avec une espérance de vie de 50 ans ou d'un batardeau temporaire avec une durée de vie utile de 5 ans, aura une influence directe sur le temps de conception et de construction, la qualité des matériaux dans le barrage et la fondation, le traitement fondation, et les considérations hydrauliques.

Les aspects structurels et économiques interdisent la conception d'un barrage-voûte sur un sol raide, de gravier ou pavés.

Les barrages voûtes sont déformables, sensibles à la poussée hydrostatique comme effets thermiques.

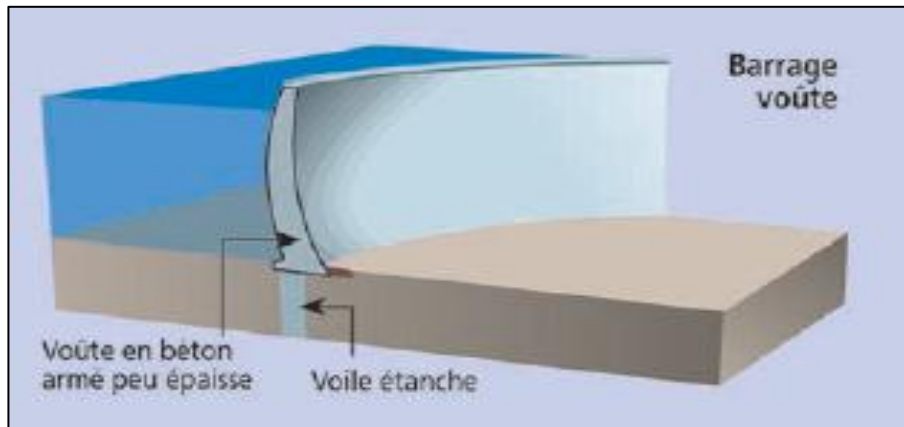


Figure I.2: Barrage voûte (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

Un problème fréquemment rencontré sur les voûtes et plus particulièrement sur les voûtes en site large est celui de la fissure de pied amont. Sous la poussée hydrostatique, des tractions apparaissent en pied amont. Ces tractions se traduisent par un décollement du contact béton roche et/ou par l'ouverture de joint dans la fondation rocheuse, ce qui permet aux sous-pressions de progresser vers l'aval.

Historiquement, à la fois les barrages en béton permanents et temporaire ont résisté à une inondation partielle et complète, pendant et après la construction.

(c) Barrage à contreforts

Les barrages à contreforts ont un comportement analogue à celui des barrages poids. Ils sont cependant plus sensibles aux phénomènes thermiques du fait de l'amincissement des structures et de la plus grande surface en contact avec l'air ambiant.

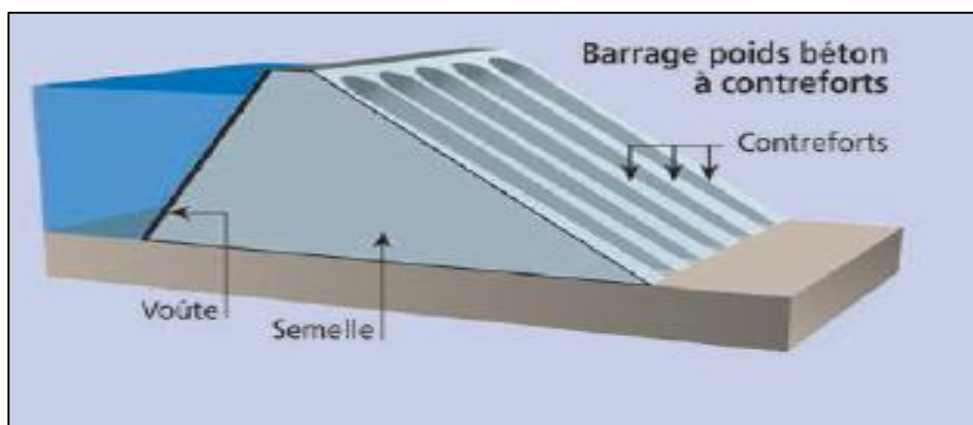


Figure I.3: Barrage à contreforts (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

Du fait leur « minceur », les contreforts peuvent avoir des déplacements de rive. Le dispositif d'auscultation est généralement de rive à rive.

L'un des problèmes majeurs des barrages à contreforts est celui de l'étanchéité et du vieillissement des structures. En effet, elles sont souvent fines donc déformables et s'appuient sur leur périphérie sur des structures plus rigides ; il s'ensuit le plus souvent des fissurations, notamment au droit des variations de forme et d'inertie, et donc des infiltrations qui peuvent mettre en jeu leur pérennité, surtout si elles comportent des armatures.

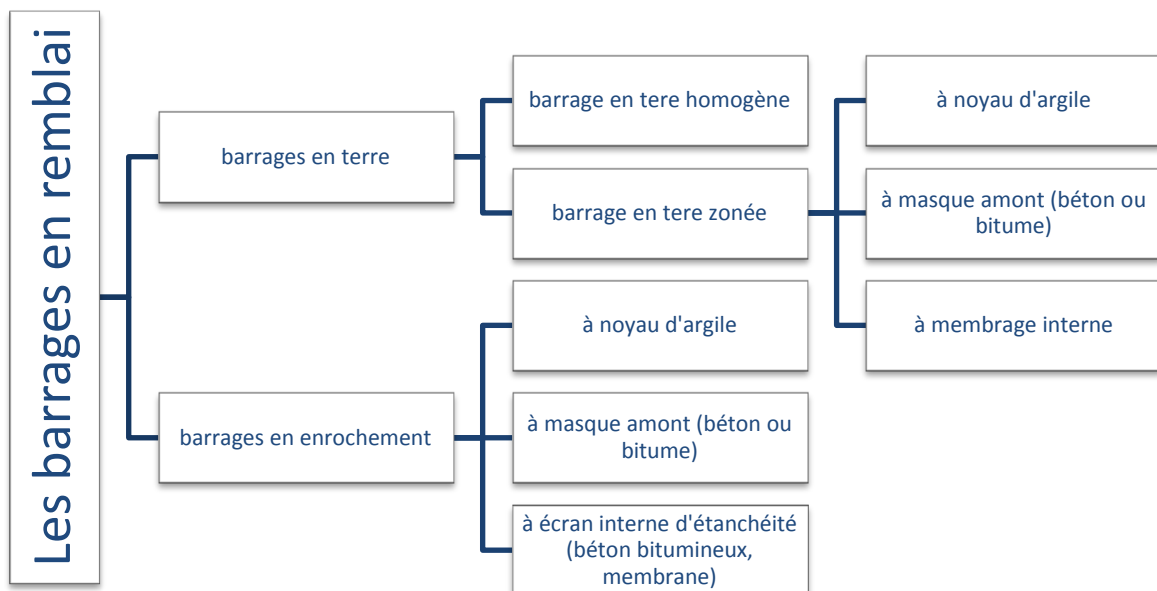
Le second problème est celui de l'étanchéité du pied du barrage et plus particulièrement de la fondation rocheuse superficielle.

Enfin, il s'agit d'ouvrages présentant une certaine sensibilité aux hétérogénéités éventuelles de la fondation.

1.1.1) Les barrages souples (en remblai)

Contrairement aux précédents, les matériaux peuvent avoir un déplacement différentiel entre les particules pour atteindre une position d'équilibre statique. Les barrages en terre et en enrochement appartiennent à cette classe.

On peut résumer les différents types de barrages en remblai dans le schéma suivant :



(d) Barrages en terre

Le Barrage en terre est le type le plus commun de barrage, principalement parce que leur construction implique l'utilisation de matériaux à partir des fouilles et l'utilisation des matériaux naturels locaux disponibles qui nécessitent un minimum de transformation. L'utilisation de grandes quantités d'excavation requis qui sont disponibles localement représente un facteur économique positif lié au barrage en terre. En outre, les fondations et les exigences topographiques pour les barrages en terre sont moins strictes que celles des autres types. Il est probable que les barrages en remblai de terre vont continuer à être les plus fréquentes à être édifiés parce que le nombre de sites favorables aux structures en béton diminue à la suite du développement extensives de la technique de stockage de l'eau. Ceci est particulièrement vrai dans les régions arides et semi-arides où la conservation de l'eau pour l'irrigation est une nécessité fondamentale (Bureau of reclamation, 1987).

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (100 m ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues. (Carrière, 1996)

Les barrages en terre ont besoin de structures qui s'y rattachent, ils peuvent servir comme des déversoirs et ouvrages de sortie. Le principal inconvénient d'un barrage en terre, c'est que ce sera endommagé ou peuvent même être détruits sous l'action érosive de l'eau débordant si la capacité du déversoir est dépassée. A moins que le site soit hors le passage du cours d'eau, des dispositions doivent être prises pour dévier le flux du site du barrage pour le faire passer à travers une conduite à travers un tunnel pendant la construction.

Toute la conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité (les seuls économiquement disponibles en très grande quantité), les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels : le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction ; le contrôle des circulations d'eau à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine.

Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est-à-dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité ; quelques petits barrages sont construits ainsi, et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique. On verra ainsi apparaître les notions suivantes :

- le noyau : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont ;
- les recharges (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottants, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau ;
- les drains : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles ;
- les filtres : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne ;
- le rip-rap : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc. (Carrière A.)

Il existe plusieurs types de barrages en terre :

i) Barrage en terre homogène :

Ils connaissent des tassements. Ils connaissent par ailleurs des écoulements permanents. Les principaux désordres potentiels sont les glissements circulaires liés à des pressions interstitielles non dissipées, les phénomènes d'érosion liés à une submersion, les renards, la fracturation hydraulique, la liquéfaction des matériaux soumis à une secousse sismique.

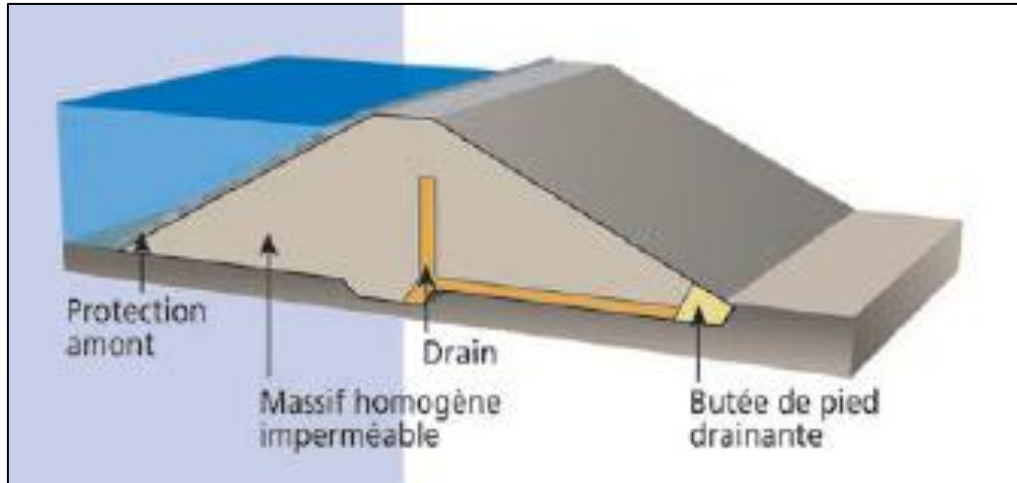


Figure I.4: Barrage en terre homogène (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

Le risque d'apparition d'un renard est important le long des conduites qui traversent le corps (amont aval), ainsi qu'au contact avec la fondation, tout particulièrement lorsque celle-ci est rocheuse et surtout fissurée.

ii) Barrage en terre zoné : *Le comportement des barrages zonés sont voisins de celui des barrages en terre homogène. Ils peuvent en outre connaître des tassements différentiels entre le noyau et les recharges amont et aval, susceptibles d'entraîner des claquages hydrauliques dans le noyau.*

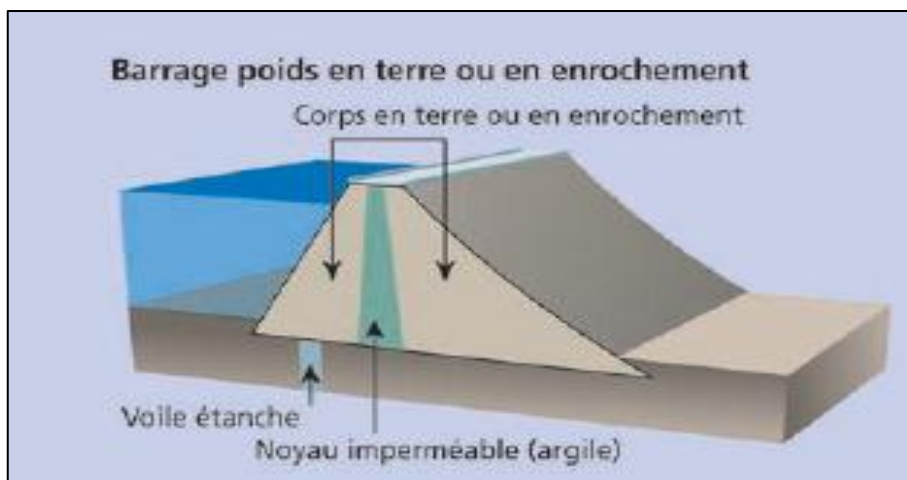


Figure I.5: Barrage en terre zoné (avec noyau imperméable)
(Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

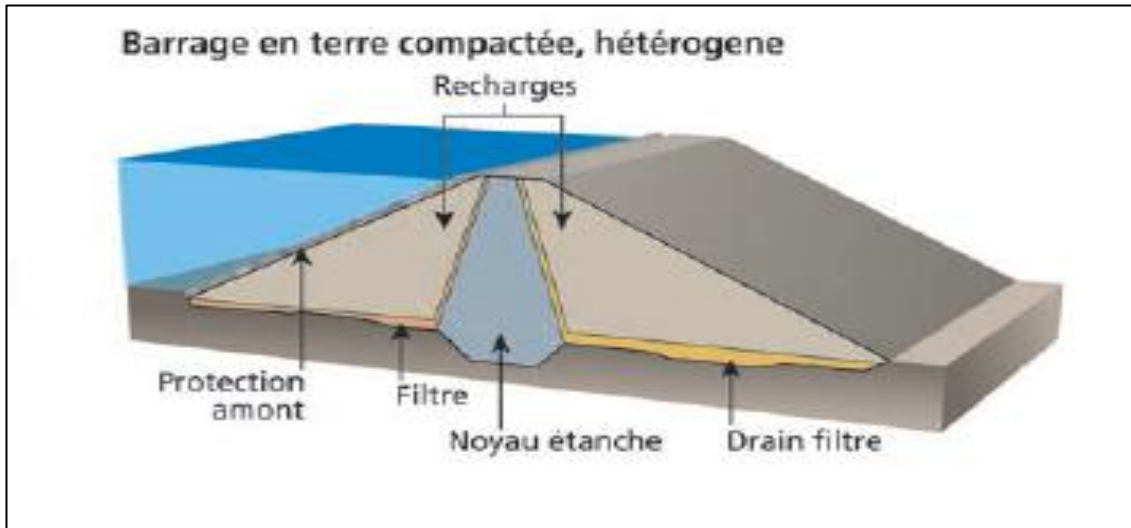


Figure I.6: Barrage en remblai (à masque amont) (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

Par contre, les lignes d'écoulement épargnent, en principe, le parement aval.

Dans un barrage en remblai bien adapté à sa fondation, on trouvera une concordance entre les propriétés des différentes zones du remblai et les propriétés (naturelles ou modifiées par traitement) des parties de la fondation sur lesquelles ces zones trouvent appui.

(e) Barrages en enrochement

Les barrages en enrochement utilisent les roches de toutes tailles pour assurer la stabilité du barrage, et pour assurer l'étanchéité une membrane imperméable est utilisée. La membrane peut être un parement amont de sol imperméable, une dalle de béton, d'asphalte, pavage en béton, plaques d'acier ou d'autres éléments imperméables, ou une fine couche intérieure d'un sol imperméable.

Comme les remblais de terre, les barrages en enrochement peuvent subir des dommages ou une destruction par le trop-plein de l'eau et doit donc avoir un évacuateur de crues d'une capacité suffisante pour empêcher le franchissement de la crête.

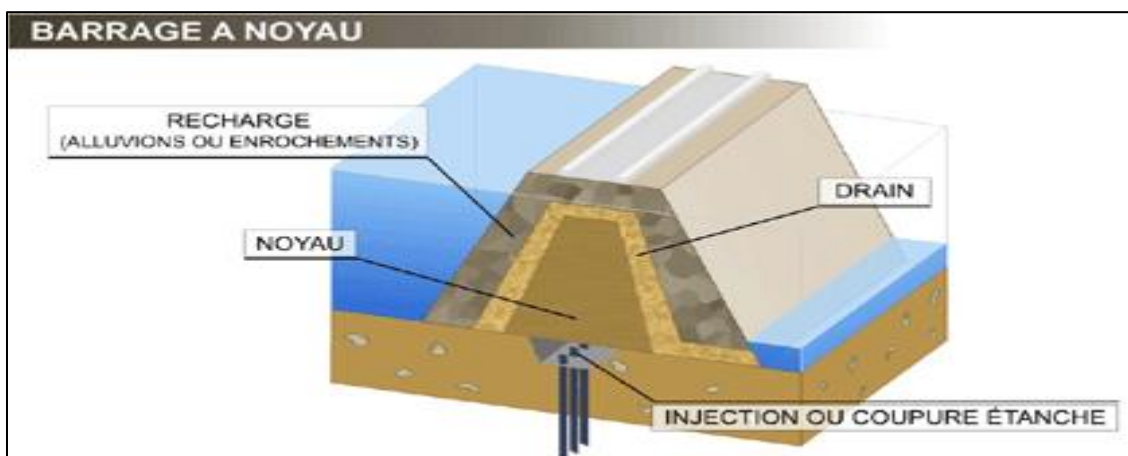


Figure I.7: Barrage en enrochement (noyau interne) (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

Le barrage en enrochement de type est adapté pour les sites où le lieu d'emprunt de la roche est proche, ou la rareté des matériaux appropriés, ou les longues périodes de fortes précipitations rendent la construction d'un barrage en terre impossible, ou lorsque la construction d'un barrage en béton serait trop coûteuse. Les Barrages en enrochement sont populaires dans les climats tropicaux, car leur construction est appropriée pour faire face à de longues périodes de précipitation (bureau of reclamation, 1987).

On cite deux types de barrage en enrochement : à noyau interne et à masque amont.

i) Barrage à noyau : Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central. Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

ii) Barrage à masque : Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont.

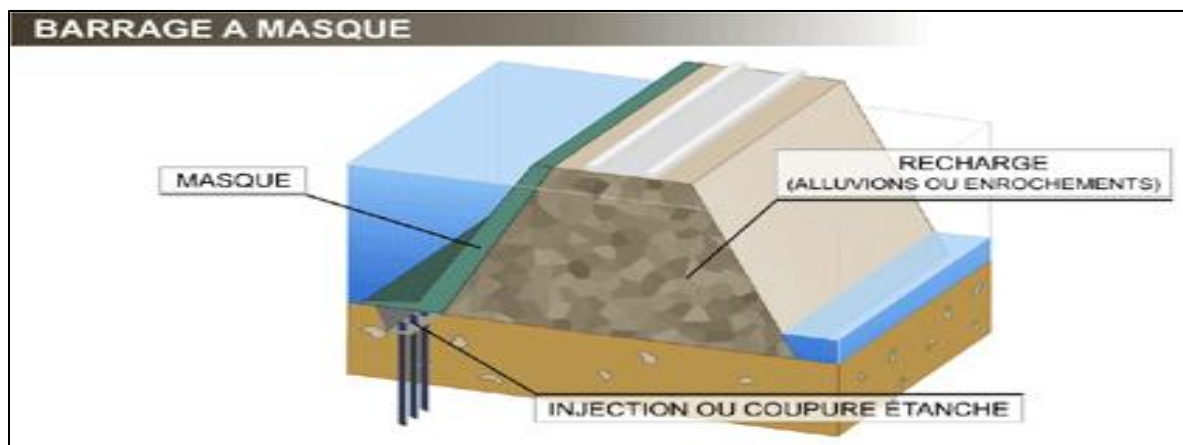


Figure I.8: Barrage en enrochement à masque (Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable)

2.1.2) Barrages mobiles ou digues latérales

Par digue latérale, on entend un ouvrage intégré à un aménagement en rivière qui comporte notamment un barrage mobile. Les digues latérales permettent donc de surélever le plan d'eau au-dessus du terrain naturel et de créer une zone de retenue permanente.

I.2.2) Classement selon le risque

Le risque du barrage est défini ici comme les dégâts et les pertes potentielles en vie ou pour les biens à l'aval d'un barrage par les eaux libérées par défaillance partielle ou complète du barrage.

Sachant que le barrage est établi à partir des calculs et des hypothèses, le risque nul ne peut jamais être atteint, tous les barrages sont donc concernés par la réglementation, mais il existe selon les ouvrages et leurs dimensions des règles particulières.

Les barrages intéressant la sécurité publique, c'est-à-dire ceux dont la rupture éventuelle aurait des répercussions graves pour les personnes. Les barrages dont la hauteur au-dessus du terrain naturel est supérieure à 20m. Pour les autres barrages (selon le comité Technique Permanent des Barrages CTPB), on peut dire si l'ouvrage intéresse la sécurité publique ou non. En analysant la hauteur du barrage et le volume de sa retenue, on peut établir, pour chaque barrage, des conclusions sur le risque qui peut présenter.

➤ Barrage soumis au plan particulier d'intervention

Pour les barrages comportant à la fois un réservoir d'une capacité supérieure ou égale à 15 millions de mètre cube et un barrage d'au moins 20 m de hauteur au-dessus du terrain naturel. Donc les barrages soumis au plan particulier d'intervention sont aussi des ouvrages qui intéressent la sécurité publique.

➤ Barrages d'importance moyenne

Ce sont les barrages qui ont une hauteur de moins de 10 m au-dessus du terrain naturel.

➤ Classification Algérienne des barrages

La classification Algérienne des barrages est assez simplifiée. Elle est basée sur la décision n°14/SPM/DEC/DGAIH/93 du 28 Février 1993 du ministère de l'équipement. Cette réglementation divise les barrages en 2 catégories seulement :

1. Catégorie 1 : Barrages d'une capacité supérieure à 10 millions de m³, quelle que soit la hauteur.
2. Catégorie 2 : Barrages d'une capacité comprise entre 1 et 10 millions de m³ et d'une hauteur égale ou supérieure à 20 m.

I.2.3) Choix de crue de projet et vulnérabilité

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins pointue, mais plus étalée, pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10⁻² à 10⁻⁴). Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. L'aléa intrinsèque au barrage peut être quantifié par le paramètre $H^2 \sqrt{V}$ (H en mètres, V en hm³). Vis-à-vis de ce critère, on propose dans le tableau 1 des recommandations pour le choix de la crue de projet. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture). Les recommandations du tableau 1 seront à renforcer en cas de forte vulnérabilité (passer par exemple de la crue cinq centennale à la crue millennale). Lorsque le

barrage intéresse la sécurité publique, la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1 000 ans, quelle que soit la valeur de $H^2 \sqrt{V}$.

Le calcul des PHE étant effectué, on adopte pour la crête du barrage une cote supérieure. La différence entre ces deux côtes est baptisée revanche. Cette revanche est essentiellement destinée à éviter la submersion par les vagues, mais joue en outre un rôle essentiel dans la sécurité vis-à-vis des crues.

La revanche permet au barrage de résister à une crue "dite crue de sûreté", supérieure à la crue de projet baptisée crue de sûreté. C'est par définition la crue la plus pénalisante que pourra subir l'ouvrage sans mettre en cause sa pérennité. Dans le cas d'un évacuateur à seuil libre d'un barrage en remblai, la crue de sûreté sera la crue qui provoque la surverse, sous réserve qu'elle ne provoque pas aussi un débordement en un point du coursier dans une zone dangereuse pour le remblai. Pour un barrage poids, la crue de sûreté correspond aussi à la crête de la partie non déversante. Pour un barrage à noyau, la crue de sûreté sera obtenue lorsque la retenue atteint non pas la crête du barrage, mais la crête du noyau. (comité Français des Grands Barrages, 2002)

Tableau I-1: Choix de la période de retour en fonction du risque

$H^2 \sqrt{V}$	<5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période de retour en années (crue)	100 (centennale)	500 (cinq centennale)	1000 (millennale)	5000 (cinq millennale)	10 000 (dix millennale)

I.2.4) Évacuateurs de crues

Il s'agit du ou des organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval tout ou partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode.

Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur l'évacuateur en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins 30 à 50 % du débit de pointe de la crue.

Dans tous les cas, le dimensionnement se réfère à la crue de projet définie par l'hydrologie ; on adopte soit la crue de période de récurrence 10 000 ans, soit la « crue maximale probable » définie sur des bases déterministes ; les ouvrages en béton, moins sensibles aux effets d'une submersion, se voient parfois affecter une crue de projet de période plus courte : 1 000 à

5 000 ans, selon leur taille et les risques potentiels à l'aval.

Dans sa version la plus simple, l'évacuateur de crues est un simple déversoir ou trop-plein, qui laisse passer tout le volume de la crue qui n'a pas pu être stocké temporairement dans le réservoir. Le flot, après avoir franchi le déversoir, est conduit à l'aval, soit par un coursier

incliné qui s'achève dans un bassin à ressaut de dissipation de l'énergie (on évite ainsi d'endommager le cours aval de la rivière et de mettre en danger les rives), soit par un système dit à *saut de ski*, qui a pour effet de lancer l'eau le plus loin possible du pied aval du barrage, là où l'impact n'est pas dommageable. Les barrages en béton peuvent facilement supporter leurs évacuateurs ; les remblais en revanche s'y prêtent mal ; on place alors ceux-ci sur les rives, ou bien encore on les réalise en forme de corolles, qui déversent dans un tunnel plus sophistiqués, les déversoirs peuvent être équipés de vannes (ou systèmes équivalents : boudins gonflables, hausses fusibles) qui permettent de mieux utiliser la totalité du réservoir, sans diminuer la capacité d'évacuation des crues ; leur mécanisme doit être extrêmement fiable, et leur entretien rigoureux, car un défaut d'ouverture en période de crue mettrait l'ouvrage en danger. Enfin, l'évacuation des crues peut également être réalisée par des passes vannées de fond, elles aussi contrôlées par des vannes. Sur les très grands fleuves, plusieurs de ces moyens doivent être associés. (Carrère, 1996)

I.3) Conclusion

Quel que soit le type de barrage à édifier, il est néanmoins très important de bien établir l'étude du projet, et analyser toutes les paramètres qui concerne le barrage et son rôle, cette analyse prend compte de plusieurs aspects : hydrologique, topographique, géologique, géotechnique, sismique, environnementales et sociologique.

L'établissement de ces études permet d'assurer un bon déroulement de la construction du barrage, ainsi que son exploitation.

Chapitre II: Etat d'art sur la rupture de barrage

I.1) Introduction

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

Bien que la rupture représente un risque majeur pour les humains et les biens matériels à l'aval, les barrages montrent souvent des signes de détérioration et de dégradation montrant la nécessité de la prise de démarches pratiques pour diminuer la probabilité de cette rupture.

Tous les barrages sont différents en raison de leur forte dépendance des conditions particulières, de fondation notamment ; tous sont donc des prototypes. Les leçons des accidents ou simplement des dysfonctionnements doivent être tirées de la manière la plus large possible. La diffusion, au niveau mondial, de toutes ces informations, est assurée de manière efficace par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) qui réunit tous les professionnels : concepteurs, entrepreneurs, exploitants et organismes nationaux de contrôle.

I.2) Critères de qualité pour les barrages

Les barrages constituent des réserves énormes d'énergie potentielle qui, brutalement relâchée à la suite d'une rupture, a toujours des effets dévastateurs sur de larges zones à l'aval. Cela justifie amplement que les concepteurs, constructeurs et exploitants d'aménagements hydrauliques mettent la sécurité de leurs ouvrages au premier plan et sans compromis dans tous les pays du monde, quels que soient leurs moyens et leur degré de développement. Pourtant, malgré cette volonté clairement affirmée, des catastrophes se sont produites, ou même des accidents moins connus qui n'ont dû qu'au hasard de ne pas se transformer en catastrophes. La sécurité est donc, et de loin, la première qualité d'un barrage ; les facteurs qui l'influencent, et les progrès réalisés en la matière, sont analysés dans le paragraphe suivant.

La sécurité n'est toutefois pas le seul critère de qualité des barrages, au sens large de satisfaction des besoins exprimés ; les bons barrages sont ceux dont la construction est facile et exempte d'aléas, dont l'exploitation est économique et conforme aux attentes, ceux enfin qui perturbent au minimum les équilibres des cours d'eau sur lesquels ils sont installés. On insistera sur les recherches en cours et sur les progrès récents réalisés dans ces domaines. (Carrère, 1996)

I.3) Les enjeux de la rupture d'un barrage

L'onde de submersion, par sa force intrinsèque, occasionne d'énormes dommages en aval du barrage. Elle est suivie d'une inondation importante, mêlant eau et matériaux issus du barrage, et de l'érosion intense de la vallée.

Un tel événement a des conséquences sur les populations allant de blessures plus ou moins graves à la mort par noyade ou ensevelissement.

Les victimes peuvent également être isolées suite à l'inondation des voies de communication ou subir un relogement temporaire durant le temps que dure la crise et le retour à la normale.

Les conséquences sur les biens vont également des simples dommages à la destruction totale des habitations, des usines, des fermes, du bétail, voies de communication et autres ouvrages,

ce qui résulte en un paralysie du fonctionnement public. Dans le cas où d'autres barrages seraient présents en aval, l'onde de submersion peut provoquer à son tour leur rupture et accentuer ainsi les dommages.

Les conséquences environnementales sont multiples : la faune et la flore sont détruites par le passage de l'eau, dépôts de déchets, boues, débris le sol est emporté, ce qui rend l'exploitation agricole des terrains difficile. Diverses pollutions peuvent être occasionnées par la destruction d'usines et autres bâtiments industriels. Des accidents technologiques dus à l'implantation d'entreprises dans la vallée (déchets toxiques, explosions par réaction avec l'eau, etc.) peuvent avoir lieu suite au passage de l'onde.

I.4) Statistiques mondiales globales

La CIGB a publié des statistiques mondiales sur les accidents survenus à des grands barrages (plus de 15 m). Malgré la diversité des types de barrages et des circonstances particulières à chaque accident, il est possible de faire apparaître quelques grandes tendances.

En moyenne, la probabilité de rupture d'un barrage, quels que soient son type, son âge ou le pays dans lequel il est construit, est de l'ordre de 2×10^{-5} par an. Tous les accidents ne donnent heureusement pas lieu à pertes de vies humaines, surtout à l'époque actuelle, grâce en particulier aux moyens de prévention et d'alerte qui se généralisent.

On peut chercher à classer la fréquence et la gravité des accidents en fonction des causes premières, des circonstances et des types de barrages.

I.5) Importance relative des causes de rupture

Il est significatif que la quasi-totalité des ruptures soient directement liée à un phénomène naturel non conforme aux prévisions faites au moment du projet ; les cas de défaillance de la structure du barrage sont rares, surtout à l'époque récente ; cela vaut pour tous les types de barrages.

Après avoir mis en place toutes les démarches visant à minimiser le risque de la rupture du barrage, et malgré que la rupture de barrages à l'heure actuelle soit rare, il reste à rappeler que le risque nul n'existe plus, et il se peut qu'une défaillance de l'ouvrage se produise. Il existe plusieurs causes qui peuvent être à l'origine de la détérioration ou de la ruine d'un barrage, le rapport du comité ADHOC de la CIGB (Comité Internationale des Grands Barrages) peut servir comme un recueil de données sur les accidents de rupture de barrage dans le monde. Le rapport établit une classification de 216 différents causes ou type de détérioration affectant les différents types de barrages (béton, maçonnerie, remblai, les ouvrages annexes et les retenues), et il établit une liste exhaustive de toutes les faits qui peuvent à l'origine de l'échec des barrages. La classification se base sur une étude statistique presque complète ; et il peut constituer la charpente des études des causes de rupture des barrages.

I.5.1) Causes hydrologiques

Des causes naturelles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée *crue de projet*. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca-millénaire.

La sous-estimation du volume et du débit des crues exceptionnelles que chaque ouvrage peut être amené à supporter dans sa vie est un défaut très fréquent des projets les plus anciens ; cela se produit encore dans les pays dont le régime hydrologique n'est étudié que depuis peu de temps. La gravité des conséquences est très variable selon le type d'ouvrage, quoi qu'il en soit, on constate que les projets récents sont conçus pour supporter des crues bien plus

importantes, et que beaucoup de barrages anciens ont été modifiés pour offrir une sécurité accrue de ce point de vue.

1.5.2) Causes géotechniques

Pendant longtemps, on a considéré que la fondation d'un barrage était essentiellement sollicitée par les forces directement appliquées par le barrage ; ce n'est que peu à peu, et à la suite d'accidents, qu'on a pris conscience du rôle déstabilisateur prépondérant de l'eau, à travers les forces de sous-pression et de percolation. De ce fait, les reconnaissances géologiques et géotechniques réalisées à l'appui des projets récents sont beaucoup plus complètes qu'autrefois ; des méthodes d'investigation nouvelles sont apparues (essais mécaniques en sondages, méthodes géophysiques spécifiques) qui complètent la panoplie. Néanmoins, des faiblesses localisées (failles, joints remplis d'argile) échappent encore parfois à l'étude et constituent statistiquement une cause importante de rupture.

1.5.3) Tremblements de terre

On craint beaucoup ce type d'évènements, susceptible en principe de provoquer de graves désordres dans les barrages de toutes natures: augmentation des pressions interstitielles dans les remblais, forte amplification des accélérations au niveau de la crête, rôle amplificateur de la retenue. L'analyse du comportement des barrages soumis à des séismes a fait d'énormes progrès ces dernières années, grâce aux codes de calcul aux éléments finis. Ces études semblent confirmer que le risque potentiel d'endommagement grave d'un barrage sous une forte secousse est réel ; et pourtant, l'expérience mondiale indique plutôt que les barrages résistent bien aux tremblements de terre ; plusieurs d'entre eux ont été sévèrement secoués et ont subi des dégâts, mais aucune rupture n'a été constatée à ce jour.

1.5.4) Défaut des organes de sécurité

Le plus fréquent est une défaillance des vannes d'évacuation des crues, qu'on ne peut ouvrir à temps pour laisser passer l'eau. Les raisons sont multiples, la plus fréquente est la défaillance de l'alimentation en énergie (lignes coupées par la crue, groupes de secours hors service).

1.5.5) Causes diverses

Exceptionnelles et en très faible nombre, on peut citer le sabotage (Allemagne, Croatie), l'instabilité des rives du réservoir (Italie)...

1.5.6) Défaut de surveillance

Tout accident est dû à une combinaison de causes ; parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage est presque toujours invoqué : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité. Les grands exploitants de barrages estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et instantanément interprétée constitue, avec la surveillance visuelle, la base de la sécurité de leurs ouvrages.

1.6) Pathologie grave des barrages de divers types

On peut établir un résumé des causes, en divisant l'étude en trois (03) catégories de barrages :

1.6.1) Barrages en remblai

En termes statistiques à l'échelle mondiale, les barrages en remblai, qui sont 5 fois plus nombreux que les barrages en béton (cette proportion a tendance à diminuer, elle n'est que de 2 pour les constructions récentes), ont une probabilité annuelle de rupture de $5 \cdot 10^{-5}$, tous âges confondus. Cette probabilité est 5 fois plus faible pour les ouvrages récents, construits après

1960, que pour ceux qui datent d'avant 1940. L'analyse des causes montre, de manière troublante, que seulement 15 % des accidents sont liés à des phénomènes de glissement et d'instabilité, les seuls qui puissent être bien appréhendés en termes de mécanique ; la grande majorité des ruptures (75 % plus précisément) est liée à l'érosion régressive par l'eau, en surface ou à l'intérieur des massifs. Les 10 % restants sont dus à des effets divers.

L'érosion à la suite de la submersion est le point faible de ce type de barrages, qui se trouvent de ce fait bien plus sensibles à une évaluation inadéquate des crues maximales possibles, ou encore à une défaillance des vannes.

Toujours dans le domaine de l'érosion, il faut ajouter la destruction par le phénomène de renard, qui prend sa source soit au contact avec la fondation, soit au contact d'un organe en béton (galerie, mur d'appui), soit encore par fracturation hydraulique du noyau, sous l'effet de tassements différentiels. L'érosion interne ne progresse que si les filtres sont incapables de retenir les éléments de sol. De grands progrès ont été accomplis (1980) dans le domaine des filtres de protection.

L'amélioration constatée de la sécurité offerte par les barrages en remblai résulte directement des progrès, déjà cités, accomplis dans le domaine des études hydrologiques et dans celui des filtres de protection. À cela s'ajoute, de manière plus générale, l'effet d'une surveillance des ouvrages mieux comprise. En la matière, il est recommandé de porter l'attention en priorité sur les débits de fuite, leurs variations anormales, les matériaux solides qu'ils peuvent éventuellement transporter. Une précaution simple, mais malheureusement peu répandue, consiste à faire transiter la totalité des fuites d'un barrage en remblai dans un petit bassin de décantation et de contrôler régulièrement celui-ci ; le contrôle des pressions d'eau est également de quelque intérêt, de ce point de vue.

Donc, en résumé, les causes principales de la rupture des barrages en remblai sont :

- ✓ Le déversement de l'eau par-dessus de la crête du barrage, pendant une crue extrême, suite à un sous dimensionnement de l'évacuateur de crue ou suite au non fonctionnement des vannes ;
- ✓ Les tassements importants dans la fondation ;
- ✓ L'érosion interne le long du contact avec la fondation, ou le long du contact remblai avec les ouvrages annexes adjacents ou noyés dans le remblai, ou le renard dans le remblai lui-même par suite de filtre inadapté ou inexistant ;
- ✓ Les fissures dues au tassement, provoquant des renards ;
- ✓ Les hétérogénéités dans la fondation ou le barrage, provoquant une rupture de la fondation, ou l'érosion et la surfusion ;
- ✓ La liquéfaction.

La rupture de barrage est un phénomène très complexe qui prend naissance normalement dans une défektivité dans le comportement de ce dernier, et elle est le résultat du manque de réparation à temps de cette anomalie. C'est pourquoi l'auscultation et l'inspection des barrages, ainsi que l'interprétation à temps des résultats jouent un rôle primordial dans la sécurité du barrage.

1.6.2) Barrages en maçonnerie

Le problème principal de ces ouvrages, de conception ancienne, réside dans leur dimensionnement, insuffisant pour beaucoup de barrages du XIX^e siècle. Cet aspect est aggravé par la présence d'un évacuateur de crues dont la capacité est insuffisante. La plupart

des ouvrages de ce type ont été remis à niveau, au moins dans les pays développés : évacuateur recalibré, stabilité améliorée par divers moyens. La mise en place d'un massif en enrochements à l'aval est la solution maintenant préférée.

Par ailleurs, il faut prêter attention à l'évolution de la maçonnerie qui constitue le corps de ces ouvrages : la perte de poids et d'étanchéité à la suite de la dissolution de la chaux de leurs mortiers est parfois significative. Dans la pire hypothèse, le parement amont et le corps lui-même deviennent perméables, alors que le parement aval en bon état fait monter les pressions internes déstabilisatrices. Le remède et la surveillance en même temps consistent à étancher le parement amont, à créer des réseaux de drains dans la masse et dans la fondation, et enfin à suivre l'évolution de leurs débits.

1.6.3) Barrages en béton

Les barrages en béton apparaissent, en moyenne, deux fois plus sûrs que les barrages en remblai, avec une probabilité annuelle de ruine de $1,4 \cdot 10^{-5}$ par barrage. Les 3/4 des ruptures sont dus à une défaillance de la fondation. En effet, la sécurité des barrages en béton dépend essentiellement des conditions qui prévalent dans leurs fondations ; cela est encore plus vrai pour les barrages voûtes que pour les barrages poids. Sur les quelque 40 000 grands barrages enregistrés dans le monde, une seule voûte a connu une rupture complète : Malpasset, en 1959 ; la rupture a été attribuée à l'action des sous-pressions qui se sont développées dans la fondation, dans un contexte géotechnique tout à fait particulier et sans précédent à l'époque. On a d'ailleurs dit, à juste titre, que cette catastrophe était à l'origine de la naissance de la mécanique des roches en France et même dans le monde. Depuis lors, les études de fondations sont menées de manière beaucoup plus rigoureuse et scientifique ; surtout, l'influence cruciale des pressions de l'eau de percolation a été reconnue. La fondation de tous les ouvrages modernes sont donc drainées et auscultées, et les ouvrages de conception plus ancienne ont été peu à peu mis à niveau de ce point de vue.

Par ailleurs, la structure des barrages en béton est souvent affectée par de nombreux phénomènes visibles (apparition de fissures et/ou de fuites) ; leur gravité est souvent faible. Le fort hyperstatisme des voûtes aussi bien que des ouvrages plus complexes (voûtes multiples, barrages à contreforts) favorise l'apparition de fissures mais en même temps apporte le remède, sous la forme de schémas résistants de secours. Évaluer ces comportements requiert à la fois l'emploi de moyens d'analyse élaborés et une grande expérience. La difficulté est accentuée par la multitude des causes d'anomalies, entre autres les variations lentes des dimensions du béton, comme le gonflement (alcali-réaction, cf. article spécialisé dans ce traité), le retrait observé surtout dans les ambiances calcaires, ou tout simplement des conditions thermiques exceptionnelles. Là encore, le danger viendra des changements induits dans les charges (sous-pressions accrues par des fissures en pression) plutôt que des pertes de résistance liées à ces mêmes fissures.

Et les causes principales de rupture de barrages en béton et en maçonnerie sont :

- ✓ L'insuffisance de résistance aux cisaillements et les discontinuités dans la fondation ;
- ✓ La sous-pression excessive dans la fondation, par suite de l'insuffisance ou l'absence de drainage ;
- ✓ Le défaut de stabilité du barrage ;
- ✓ Le manque de dispositions pour faire face à déformations excessives ou différentielles de la fondation ;

- ✓ Le phénomène de renard et l'érosion dans la fondation, causés par une perméabilité élevée.

I.7) Types et processus de rupture des barrages

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Le type de rupture est étroitement lié aux caractéristiques du barrage, et en observant les conséquences hydrauliques et structurales de la rupture, on peut avoir deux types :

I.7.1) La rupture brutale

La rupture brutale est l'effacement instantané (rapide à l'échelle du temps pour la vidange de la retenue), d'une partie significative du corps du barrage. Elle est souvent observée pour les barrages en béton, et elle prend place par le glissement ou le renversement de plusieurs plots du barrage.

I.7.2) La rupture progressive

Ce type de rupture est envisageable surtout pour les barrages en remblai, il est caractérisé par une érosion progressive, qui peut avoir lieu suite à une submersion de la crête (création d'une brèche), ou par le phénomène de renard dans le corps de la digue. Il est lent et contrôlé par la brèche et l'érosion qu'il induit dans le corps du barrage.

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Une rupture de barrage entraîne la formation d'une **onde de submersion** se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval. La **carte du risque, établie à partir de modèle de simulation**, représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait d'une rupture totale de l'ouvrage. Obligatoire pour les grands barrages, cette carte détermine, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion en tout point de la vallée : hauteur et vitesse de l'eau, délai de passage de l'onde, etc.

I.8) L'onde de submersion

L'aléa « rupture de barrage » correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval.

La **carte du risque** représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait de la rupture totale ou partielle de l'ouvrage. Obligatoire pour les grands barrages, cette carte est réalisée par l'exploitant à partir de simulations sur ordinateur. Elle détermine à l'avance, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion : hauteur de l'eau, vitesse, temps de progression de l'onde, amortissement, etc., en tous points de la vallée, en y faisant figurer les enjeux et les points sensibles, ainsi que tous les renseignements indispensables à l'établissement des plans de secours et d'alerte. (Ministère de l'écologie et du développement durable, France, 2004)

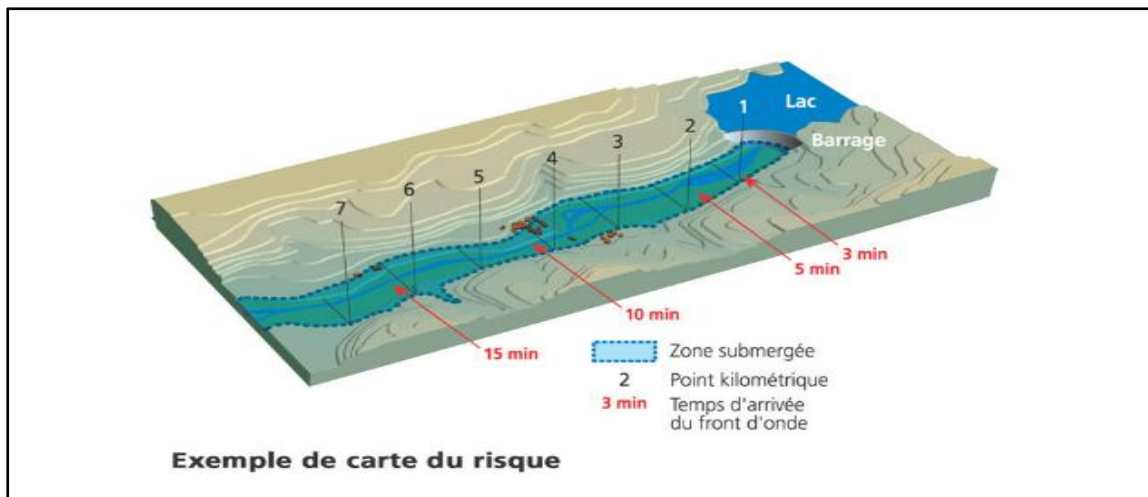


Figure II.1: Carte de risque d'inondation (Ministère de l'écologie et du développement durable, France, 2004)

I.9) Quelques scénarii de rupture de barrage

Nous donnons ci-dessous quelques scénarii de rupture de barrage, qui peuvent servir comme des modèles de base pour la compréhension et l'étude du phénomène.

I.9.1) Rupture brutale suite au glissement des fondations

Ce scénario peut avoir lieu quand les fondations (et le massif qui supporte les efforts du barrage) sur lequel repose le barrage cèdent, et le corps du barrage n'aura plus ces points d'appui, il s'affaisse et se rompt.

I.9.2) Rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme

Le cas de séisme provoquant une faille horizontale en tête de barrage aurait très probablement comme conséquence un effacement instantané du tiers (1/3) supérieur du barrage. Cela correspondrait à une rupture brutale qui constituerait un scénario fort dommageable. Un autre cas de figure moins dommageable consécutif à un séisme serait le glissement ou une fissure sur plan horizontal en pied. Ce cas serait analogue au cas d'érosion interne due à un défaut de drainage.

I.9.3) Erosion interne due à un défaut de drainage

Lorsque l'eau s'infiltré dans le corps du barrage suite à un défaut de drainage, des sous-pressions apparaissent et tente d'élever le corps vers le haut, ce qui diminue la stabilité du barrage, et il engendre un glissement et la génération de fissures. Le barrage se vide lentement par les fissures, ce qui peut être servir comme indice pour transmettre l'alerte et ordonner une vidange du barrage, et ce scénario est moins dangereux.

I.9.4) Erosion par déversement sur la crête du barrage suite à une crue extrême

Ce scénario est envisageable pour les barrages en remblai. Ce cas se produirait lors d'une submersion de la crête du barrage en raison d'une insuffisance ou d'une obstruction de l'évacuateur de crue. Ceci aurait comme résultat l'apparition d'une érosion lente du barrage.

Un scénario semblable pourrait être provoqué par la génération d'une vague engendrée soit par une avalanche, une chute de blocs ou un glissement de versant.

1.9.5) Glissement de terrain (terre) sur la retenue du barrage

Ce qui engendre des vagues dans l'eau (possibilité de déversement de l'eau au-dessus de la crête), en créant des contraintes de cisaillement sur le corps du barrage, et le matériau peut atteindre ces limites de résistance, en ce qui résulte une rupture.

1.9.6) attentat ou sabotage

Ce scénario reste le moins probable, mais il ne doit pas être écarté complètement. Le cas le plus dommageable serait, le tir d'un missile dans le tiers (1/3) supérieur du corps du barrage ou d'un sabotage interne dans les galeries engendrant un effacement instantané du 1/3 supérieur. Ceci correspond donc au cas d'une rupture brutale du barrage.

1.10) La politique de prévention et les moyens de secours

Dans tous les domaines technologiques, La maîtrise du risque constitue l'approche la plus importante et la première priorité de la politique de prévention. Pour cela, plusieurs études sont demandées à l'exploitant, par l'état. Pour autant, le « risque zéro » n'existant pas, des mesures d'organisation des secours, d'alerte et d'information des populations sont mises en œuvre afin de limiter au maximum les conséquences d'un accident.

1.10.1) La maîtrise du risque à la source

10.1.1) La prévision

L'estimation de la date de survenance d'une rupture de barrage étant impossible, la prévision d'un tel phénomène est réduite à l'estimation de ses caractéristiques (intensité, localisation) synthétisées sur la carte du risque

10.1.2) Les moyens de prévention

(a) L'examen préventif des projets de barrages

Pour les ouvrages créant une différence de niveau d'eau supérieure à 35 m entre l'amont et l'aval de l'ouvrage, ou une submersion d'une des rives du cours d'eau, un dossier de déclaration ou d'autorisation doit être réalisé avant la construction.

Les installations susceptibles de présenter des dangers pour la sécurité publique relèvent du régime de l'autorisation ou de la concession. Les autres qui, bien qu'elles ne soient pas susceptibles de présenter un tel danger, doivent néanmoins respecter certaines prescriptions définies par le service en charge de la police de l'eau, sont soumises à déclaration. Ce service examine les dossiers de déclaration et d'autorisation.

Lorsque l'ouvrage a une hauteur supérieure à 20 m, le Comité technique permanent des barrages (CTPB) doit obligatoirement donner son avis. Le maître d'ouvrage fait réaliser, en plus du dossier d'autorisation, un dossier préliminaire puis un dossier définitif, qui seront tous deux examinés par le CTPB. L'avis du Comité technique permanent des barrages porte notamment sur les points suivants :

- choix du site et du type d'ouvrage ;
- étude hydrologique déterminant la « crue de projet » ;
- étude et traitement des fondations ;
- conception des structures ;
- condition d'exécution, choix du directeur de travaux et de son intérimaire ;
- programme de mise en eau de l'ouvrage ;
- dispositif d'auscultation ;
- étude de l'onde de rupture du barrage.

Pour les ouvrages moins hauts mais concernant la sécurité publique, la consultation du CTPB est envisageable si des éléments particuliers le justifient. Enfin pour les plus grands barrages, un plan particulier d'intervention est réalisé conjointement entre l'État et l'exploitant, en complément des mesures déjà citées.

(b) La surveillance constante de l'ouvrage

Pour prévenir toute dégradation, et a fortiori toute rupture, il faut exercer une surveillance constante de l'ouvrage.

L'inspection et la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique, dont font partie tous les grands barrages, l'état assure le contrôle de cette surveillance, sous l'autorité des préfets, par l'intermédiaire des services chargés de la police de l'eau et des milieux aquatiques ou des services ayant le contrôle technique des ouvrages.

Lors de la mise en eau de l'ouvrage, période essentielle de la vie de l'ouvrage qui permet de déceler d'éventuelles anomalies, une surveillance continue et complète du corps de l'ouvrage est obligatoire.

Un dépouillement immédiat des mesures est réalisé afin d'intervenir le plus rapidement possible en cas d'anomalie. Les déformations affectant les fondations et les versants de la retenue sont également surveillées. Le maître d'ouvrage se doit de définir une procédure lors de cette phase et de vérifier sa bonne mise en œuvre.

Lors de l'exploitation en service normal de l'ouvrage, des examens visuels réguliers sont prévus, ainsi que des mesures plus ou moins espacées, selon que des anomalies sont constatées ou non. Les appareils d'auscultation doivent être extrêmement fiables, robustes, sensibles et précis (pour détecter au plus vite), simples et rapides d'emploi. Un rapport annuel est envoyé au service de contrôle. Celui-ci effectue des visites annuelles lorsque la retenue est pleine.

Il s'assure de la compétence de l'exploitant et de l'efficacité de son organisation dans sa mission de surveillance des ouvrages et contrôle le bon état d'entretien des différents organes de sécurité de l'ouvrage. Une visite décennale est effectuée au moins une fois tous les dix ans à l'occasion d'une vidange complète de l'ouvrage ou par des moyens subaquatiques après octroi d'une dérogation ministérielle ; cette inspection décennale s'intéresse plus particulièrement aux parties habituellement noyées.

Par ailleurs, les organes de sécurité (évacuateurs de crue et vidanges) sont conçus en tenant compte des défaillances possibles et font l'objet d'essais réguliers.

Toutes les informations recueillies par la surveillance permettent une analyse et une synthèse rendant compte de l'état du barrage, ainsi que l'établissement, tout au long de son existence,

d'un « diagnostic de santé » permanent. Si cela est nécessaire, des travaux d'amélioration ou de confortement sont réalisés.

Lors de l'exploitation normale, les méthodes et moyens de surveillance, le dispositif éventuel d'auscultation, la périodicité des tournées et mesures et les conditions d'interprétation des résultats, sont définis par l'exploitant et présentés au service de contrôle. Un ingénieur compétent, désigné par l'exploitant, doit effectuer une visite au moins tous les deux ans. Le service de contrôle effectue une visite complète au moins tous les cinq ans, pour un examen visuel de l'ouvrage, de ses abords et, le cas échéant, des zones instables des versants.

Dans le cas des ouvrages faisant l'objet de concessions hydroélectriques mais n'entrant pas dans le champ d'application des précédentes circulaires, les moyens de surveillance sont définis par le service de contrôle.

Enfin, concernant les ouvrages qui ne menacent pas la sécurité publique et qui ne font pas l'objet de concession, les prescriptions concernant leur surveillance sont définies par les arrêtés d'autorisation délivrés par le service en charge de la police de l'eau. (Ministère de l'écologie et du développement durable, France, 2004)

(c) La gestion active

Pour la sécurité de l'ouvrage des *lâchures de barrage* (ou lâchers d'eau) peuvent être réalisées : il s'agit d'évacuations contrôlées d'une fraction d'eau de la retenue. Ces lâchures sont réalisés lors des crues ou des intempéries importantes afin d'empêcher la cote de la retenue d'atteindre son niveau critique ou lorsque l'ouvrage présente des signes de faiblesse. Dans ce dernier cas, le niveau de l'eau dans la retenue doit diminuer afin de réduire les contraintes exercées sur l'ouvrage. Néanmoins ce scénario est extrêmement rare et les lâchers d'eau interviennent essentiellement comme régulation pendant l'exploitation normale de l'ouvrage.

I.10.2) La maîtrise de l'urbanisation

Face au risque rupture de barrage, la seule mesure d'urbanisme applicable pourrait être l'interdiction de construire au sein des zones les plus menacées. Néanmoins, celles-ci couvrent de si grandes surfaces, qu'une telle mesure serait disproportionnée par rapport à la probabilité d'occurrence du risque.

I.10.3) La planification des secours

10.3.1) Le plan communal de sauvegarde

Au niveau communal, c'est le maire, détenteur des pouvoirs de police, qui a la charge d'assurer la sécurité de la population dans les conditions fixées par le code général des collectivités territoriales.

À cette fin, il prend les dispositions lui permettant de gérer la crise et peut, si nécessaire, faire appel au préfet représentant de l'État dans le département.

Le plan communal de sauvegarde détermine, en fonction des risques connus, les mesures immédiates de sauvegarde et de protection des personnes, fixe l'organisation nécessaire à la diffusion de l'alerte et des consignes de sécurité, recense les moyens disponibles et définit la mise en œuvre des mesures d'accompagnement et de soutien de la population. Ce plan est obligatoire dans les communes comprises dans le champ d'application d'un PPI, dont les grands barrages sont tous pourvus.

10.3.2) Les plans Orsec

Il est établi pour des catastrophes qui touchent plusieurs wilayas, il peut faire référence à un plan particulier d'intervention.

10.3.3) Le plan particulier d'intervention

Chaque barrage de plus de 20 m de hauteur et de capacité supérieure à 15 hm³ fait l'objet d'un plan particulier d'intervention (PPI), plan d'urgence spécifique, qui précise les mesures destinées à donner l'alerte aux autorités et aux populations, l'organisation des secours et la mise en place de plans d'évacuation. Ce plan s'appuie sur la carte du risque et sur des dispositifs techniques de surveillance et d'alerte.

Après avis du Comité technique permanent des barrages sur les documents techniques préparatoires à l'établissement du PPI, le PPI est arrêté par le préfet et mis en œuvre par les services de l'État chargés de la protection civile. Certains dispositifs techniques, en particulier au niveau du barrage, restent à la charge du gestionnaire de l'ouvrage.

Les périodes de vigilance renforcée sont notamment définies :

- lors de la mise en service de l'ouvrage ;
- en cas de crue dangereuse pour la sécurité de l'ouvrage ;
- en cas de constatation de faits anormaux susceptibles de compromettre sa tenue ;
- dans les situations d'insécurité (risques d'attentats).

En cas de vigilance renforcée, une présence permanente est assurée dans un local de surveillance implanté à proximité et à l'aval de l'ouvrage, à l'abri de l'onde de submersion. Ce local est équipé de moyens de transmission et de commandes à distance.

Par ailleurs, des projecteurs, prévus par l'exploitant, permettent l'éclairage du barrage.

Ce plan découpe la zone située en aval d'un barrage en trois zones suivant l'intensité de l'aléa. La *zone de proximité immédiate* peut être submergée dans un délai ne permettant qu'une alerte directe ; la population doit l'évacuer dès l'alerte donnée. Dans la *zone d'inondation spécifique*, la submersion est plus importante que celle de la plus grande crue connue. Dans la troisième zone (*zone d'inondation*), la submersion est généralement moins importante.

I.11) Classes et plages de danger particulier

Le classement du risque engendré par la rupture de barrage se fait en fonction de l'intensité du danger particulier caractérisée par la hauteur, ainsi que le produit de la hauteur par la vitesse de l'onde de rupture. Des valeurs-seuil limitent les différentes classes selon que le danger est faible, modéré, moyen ou élevé.

Le tableau ci-dessous représente mesure de danger dans le cas d'inondation rapide d'après l'OFEN, tel que :

v : vitesses d'écoulement en m/s ; h : hauteur d'eau en m et $v \cdot h$: intensité de submersion en m²/s.

Il reste à savoir que ces indications restent très grossières, car on doit prendre compte des différents paramètres spécifiques à chaque site.

Tableau II-1: Effets envisageables pour des seuils de vitesse et de hauteur (Salhi, 2011)

Valeurs seuils	Effets
Danger élevé $H > 2\text{m}$ ou $v \cdot h > 2 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes sont en danger même à l'intérieur des bâtiments. En cas d'érosion des berges, il y a aussi menace d'effondrement de constructions situées à proximité. Les laves torrentielles par l'effet de pression peuvent aussi conduire à la destruction de bâtiments.
Danger moyen $1 \leq h \leq 2 \text{ m}$ Ou $1 \leq v \cdot h \leq 2 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes à l'extérieur et dans les voitures sont menacées. La retraite vers les étages supérieurs des bâtiments est la plupart du temps possible. Des bâtiments, selon leur type de construction peuvent subir des dommages.
Danger modérée $1 \leq h \leq 2 \text{ m}$ Ou $0,5 \leq v \cdot h \leq 1 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes sont peu menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments. Des véhicules peuvent être emportés.
Danger faible $h \leq 0,5 \text{ m}$ ou $v \cdot h \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes ne sont pratiquement pas menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments.

I.12) Le barrage de Fergoug : un exemple Algérien de rupture de barrage !

Il n'était pas envisagé de créer un centre de colonisation sans étudier au préalable le problème vital de l'eau, dans une région où l'été est synonyme de sécheresse. Alimentée par l'Oued Habra, la plaine de l'Habra était constituée de terres marécageuses qu'il fallait assainir et irriguer. Cette opération s'inscrivait dans le cadre d'un projet gigantesque, insufflé par les premiers colons installés à Perrégaux. Enfin la construction du barrage débuta en 1865.

L'ouvrage construit de 1865 à 1871, était un barrage-poids en maçonnerie hydraulique de 316 mètres de long flanqué en rive droite d'un mur de 30 mètres faisant un angle de 120° avec l'ouvrage central, et en rive gauche d'un déversoir de 125 mètres de long faisant un angle de 35° avec le prolongement de l'axe du barrage. Le déversoir était fait de deux murs verticaux réunis par un glacis en pente; sa crête était à 1,60 mètre en contrebas de la plate-forme du barrage.

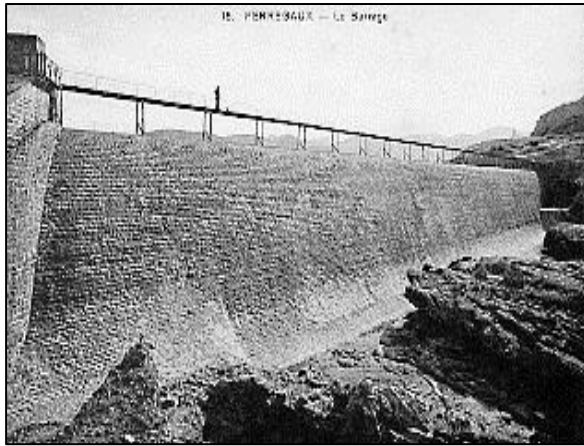


Figure II.2 : Le corps du barrage

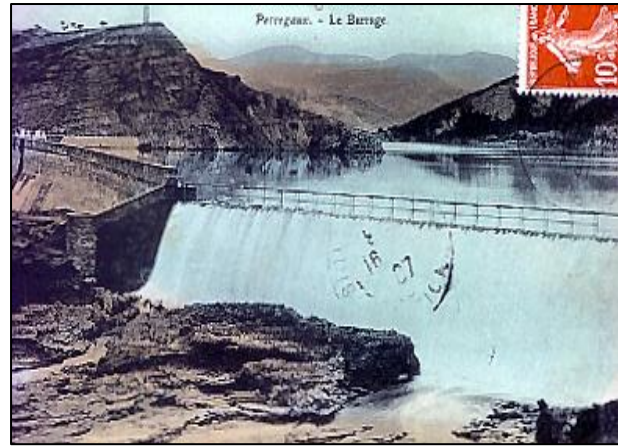


Figure II.3: Le barrage en 1907 - carte postale colorisée

La hauteur au-dessus du thalweg était de 35 mètres. La capacité totale de la cuvette était évaluée à 30 millions de mètres cubes. Le 10 mars 1872, une crue exceptionnelle estimée à 700 m³/s provoqua la rupture du déversoir en créant une brèche de 55 mètres de longueur sur 12 mètres de hauteur. Le débit d'eau sortant de la brèche fut évalué à 5600 mètres cubes par seconde et plus de 200 000 m³ de déblais furent entraînés.

Il avait plu toute la semaine et en ce vendredi 25 novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuations à leur débit maximum. Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage-poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27 m 85!

Le barrage est rompu. Une brèche de 16 m de hauteur sur 200 m de largeur, s'est formée au milieu du barrage. Une vague gigantesque se précipite vers Perrégaux emmenant avec elle les cinq à six mille mètres cubes de maçonnerie arrachés au barrage. Le débit de ce raz de marée terrestre atteint 2500 mètres cubes à la seconde. L'ingénieur subdivisionnaire Avargues a pu prévenir par téléphone le maire de Perrégaux, Monsieur Pascal Serres, qui fit donner l'alarme. Les cloches de l'église Saint-Martin résonnaient à tout-va ainsi que le sifflet du dépôt de chemin de fer.

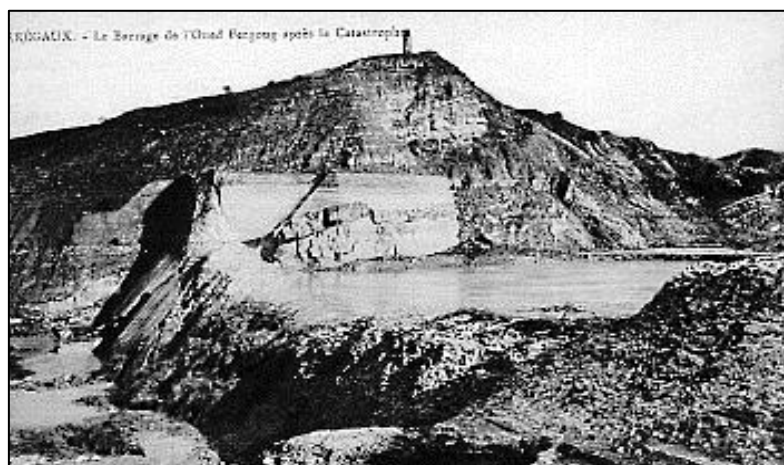


Figure II.2: Le barrage de l'oued Fergoug après la catastrophe - 1928 –

A Perrégaux, la population s'est réfugiée sur les hauteurs de la colline des planteurs, ou dans les étages des maisons qui lui paraissaient être suffisamment solides pour résister à un tel cataclysme.

En ville, l'eau s'est retirée. La boue et la vase ont recouvert les rues, ont envahi les caves et les rez-de-chaussée dont les planchers se sont écroulés.

Il avait plu toute la semaine et en ce vendredi 25 novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuations à leur débit maximum. Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage-poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27 m 85! Le samedi matin, à 10 h. 45, le barrage de l'Oued-Fergoug, de 32 m de hauteur, se mettait à vibrer. Soudain le barrage fléchissait dans son milieu, s'ouvrait, et une énorme trombe d'eau jaillissait au point de rupture.

Le barrage est rompu. Une brèche de 16 m de hauteur sur 200 m de largeur, s'est formée au milieu du barrage. Une vague gigantesque se précipite vers Perrégaux emmenant avec elle les cinq à six mille mètres cubes de maçonnerie arrachés au barrage. Le débit de ce raz de marée terrestre atteint 2500 mètres cubes à la seconde. L'ingénieur subdivisionnaire Avargues put prévenir par téléphone le maire de Perrégaux, Monsieur Pascal Serres, qui fit donner l'alarme. Les cloches de l'église Saint-Martin résonnaient à tout-va ainsi que le sifflet du dépôt de chemin de fer.

A Perrégaux, la population s'est réfugiée sur les hauteurs de la colline des planteurs, ou dans les étages des maisons qui lui paraissaient être suffisamment solides pour résister à un tel cataclysme.

Enfin, trois quarts d'heure après l'annonce de la rupture du barrage, les flots torrentiels déferlaient dans les rues de Perrégaux, dans un vacarme assourdissant et angoissant. La vague, puissante et dévastatrice, emporte sur son passage le pont métallique du chemin de fer; au dépôt des chemins de fer de l'état, les locomotives et les wagons sont soulevés, renversés, transportés jusque dans les rues de la ville. Les routes sont coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. Dans la plaine, la vague a perdu de sa puissance et sa hauteur n'est plus que d'un mètre. Sa puissance s'est affaiblie en rencontrant sur son parcours différents obstacles: les routes et les voies de chemin de fer surélevées de Perrégaux à Mostaganem et à Sahouria, ont fait office de barrages tout au long de sa progression. Finalement le flot s'étale sur 20 km de largeur, couvrant la plaine de l'Habra d'une épaisse couche de limon.

En ville, l'eau s'est retirée. La boue et la vase ont recouvert les rues et envahi les caves et les rez-de-chaussées dont les planchers se sont écroulés. (Site internet)

I.13) Conclusion

Bien que la rupture de barrage soit précédée par des signes qui indiquent sa possibilité d'occurrence, il est néanmoins indispensable d'établir un plan de prévention et d'intervention, et cela passe par la simulation de cette rupture, en prenant en compte -le plus possible- les paramètres caractérisant le barrage et son site, qui doit fournir des informations sur le déroulement du phénomène, et ces différentes manifestations.

Chapitre I: **Présentation de la zone d'étude**

I.1) Introduction

Pour bien maintenir la problématique, il est indispensable en premier lieu de connaître les caractéristiques physiques du site. Donc, la simulation de la rupture du barrage qui barre l'oued de Laàdira, par le biais de la méthode de lattice Boltzmann, nécessite une connaissance de la zone d'étude afin d'introduire les paramètres appropriés, qui vont permettre d'obtenir des résultats fiables et d'un intérêt pratique permettant d'être un outil pour la prévision d'un tel scénario catastrophique avec une précision suffisante à la prise de décisions adéquates.

I.2) Présentation de la wilaya de Ghardaïa

L'étude est portée sur l'oued de Laàdira, qui, avec oued Labiod, est l'un des affluents de l'oued M'zab, ce dernier est la principale oued que les cinq villes mozabites se sont fondées autour, et la ville principale de la pentapole est celle de Ghardaïa (ou Taghardait en tamazight, le langage des fondateurs de cette ville), et c'est à cette ville que la wilaya est nommée après le découpage administratif de 1984.

I.2.1) Aperçu historique

La ville de Tahert fut ruinée au début de X^{ème} siècle par l'avènement des fatimides, des Ibadites se réfugièrent alors dans la région d'Ouargla, déjà en partie convertie et s'installèrent à Sedrata. La ville deviendra prospère à l'ancienne Tahert, et devient un centre économique important.

« Des divisions internes aggravées par les harcèlements des tribus nomades, rendirent ce refuge vulnérable, et cette nouvelle puissance Ibadite sera à son tour détruite à la fin des XI^{èmes} siècles (en 1075). Mais bien avant la ruine de Sedrata, ses habitants s'étaient mis à la recherche d'un nouveau site mieux protégé et à l'écarte des zones de mouvements des tribus nomades.

C'est pourquoi la majorité des Ibadites installa au cours de la Chebka du M'Zab, dans un lieu qui semble-t-il, avant été reconnu auparavant et où vivaient déjà quelque tribus amazighes Zénètes.

Le choix d'un milieu hostile répondait à une nécessité historique de repli et a un impératif de défense qui sera privilégié tant dans l'organisation sociale que dans la construction de la ville et de la maison même.

Deux siècles avant la disparition de Sedrata d'Ouargla, ils créent tout d'abord El Atteuf en aval de l'oued, puis suivant la logique des installations humaines, ils fondèrent les autres cités de Bounoura, Melika, Ben Izguen et Ghardaïa ».

Après la période coloniale, la ville a connu une croissance démographique très intense, suivie d'un développement économique et industriel rapide, ce qui a incité une urbanisation très forte et non-maîtrisée, sur le compte de la palmeraie qui couvrait presque la totalité de la vallée du M'zab.

La géologie influe indirectement sur l'évapotranspiration par l'effet thermique dû à la couleur des sols et par le développement de la végétation en fonction des sols (albédo). On se contente généralement de caractériser la géologie d'après le comportement hydrogéologique du bassin. (Nacer, 2011)

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond des vallées des oueds de la dorsale, d'une épaisseur de 20 à 35 mètres. Ces alluvions abritent des nappes superficielles d'Inféro-flux (nappes phréatiques). (Voir figure III.2)

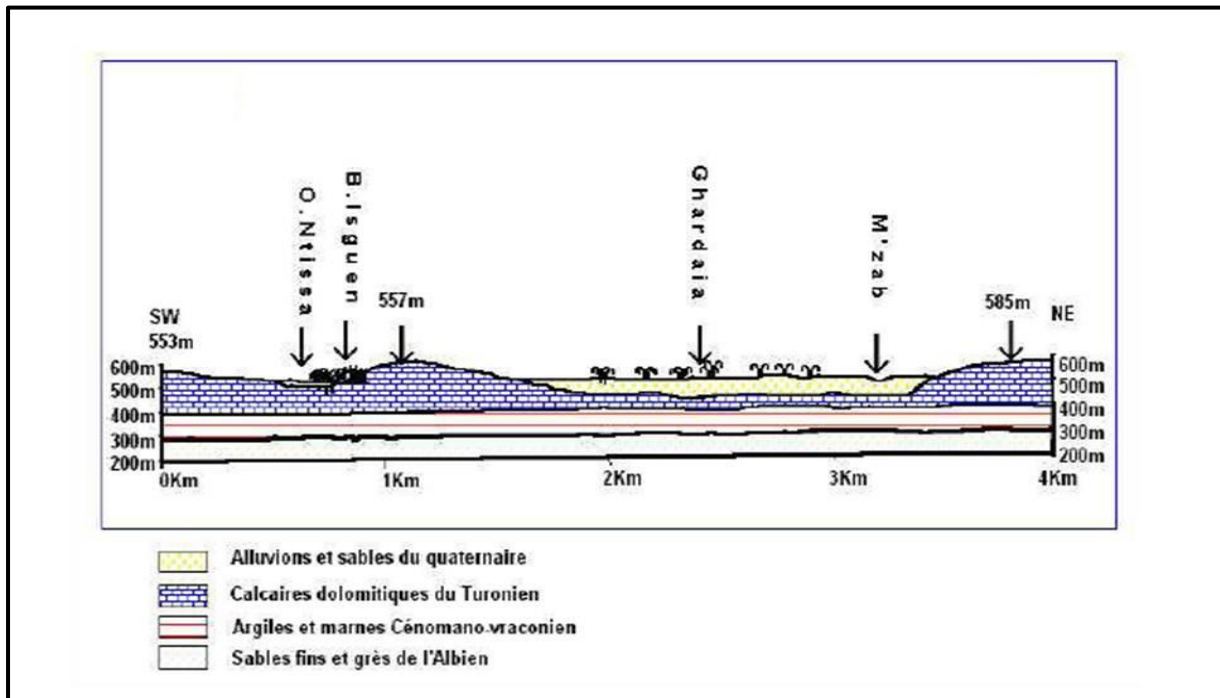


Figure I.2: Les couche géologique de la vallée du M'zab (ANRH, 2003)

2.3.2) Caractéristique hydro-climatique de la région

Le climat et l'hydrologie comptent comme principaux facteurs explicatifs des crues et des inondations. Pour connaître leurs impacts sur la zone d'étude, nous allons suivre une analyse hydro-climatique de la vallée.

2.3.3) Climat

Le climat est défini comme étant « l'ensemble des phénomènes météorologique, température, vent, précipitation qui caractérisent l'état moyen de l'atmosphère et son évolution en un lieu donné » (Larousse).

Plus précisément le climat est l'intégration dans le temps des états physiques de l'atmosphère caractéristiques d'une certaine localisation géographique. Le climat d'un lieu dépend :

- De sa position en latitude.
- De sa position atmosphérique générale.
- Des caractéristiques de l'environnement et du site (relief, végétation, eau, ville).

(a) Température

La variation des températures sur l'année est marquée par un minimum produisant durant les mois d'hiver, où la température minimale absolue peut chuter jusqu'à +2°C (12). Cependant

les températures minimales moyennes ne dépasse jamais + 5°C au cours des mois froids de l'hiver. Les minima de température se produisent généralement peu après le lever du soleil. En été, La moyenne mensuelle minimale atteint les 24°C.

La moyenne mensuelle des températures maximale en hiver ne dépasse pas 25°C et elle atteint les 40°C durant l'été, Juillet et Août constituent les mois les plus chauds de l'année, où elle peut atteindre jusqu'à 50°C.

Ces températures relativement élevées produisent des taux d'évapotranspiration très élevés, pouvant atteindre les 3000 mm de moyenne par an.

(b) Précipitations

La vallée du M'Zab se situe dans une zone où les précipitations sont très irrégulières, et elles sont caractérisées par une décroissance orientée essentiellement du Nord Est (100 mm) vers le Sud-Ouest (40mm), cependant la moyenne est aux alentours de 67 mm de pluies par an. Donc la région de Ghardaïa est classifiée comme une région désertique puisque la précipitation est inférieure à 250 mm par an en moyenne.

2.3.4) Les ressources hydriques de la vallée du M'zab

La gestion de l'eau pose les fondements de la possibilité d'existence de vie humaine en milieu désertique, donc l'eau constitue la ressource la plus précieuse dans la région, et elle peut être répartie en deux types :

(a) Les eaux de surface

La région du M'zab est jalonnée par un grand réseau d'oueds dont les principaux sont : oued Metlili, oued M'zab, oued N'sa et oued Zegrir.

L'ensemble de ces oueds constitue le bassin versant de la dorsale du M'zab, ils drainent en grande partie les eaux de la dorsale de l'Ouest vers l'Est, leur écoulement sont sporadiques, ils se manifestent à la suite des averses orageuses qui connaît la région.

Suite aux faibles quantités de précipitations, et aux taux d'évapotranspiration très importants, et comme dans toutes les régions sahariennes, les eaux de surface sont rares. C'est pour cela l'approvisionnement de l'eau pour la survie dans cette région est totalement dépendant des eaux souterraines.

L'écoulement de l'Oued M'Zab est intermittent, il se manifeste à la suite des averses orageuses.

Les eaux de surface sont induit par les précipitations à l'amont de la vallée, traversée du nord-ouest vers le sud-est par l'oued M'zab, qui est à son tour alimentées par plusieurs affluents, dont deux qui sont principaux : oued Laàdira et celui de l'Abiod.

Les écoulements de l'oued M'zab sont perturbés au niveau des villes mozabites par une série de petits barrages et des galeries souterraines de barrages, connu sous le nom de système de partage des eaux, pour tirer bénéfice de ses apports dans l'irrigation de la palmeraie et l'alimentation de la nappe phréatique. Ce système a pour but:

- de collecter les eaux qui ruissellent accidentellement sur les pentes abruptes qui bordent les palmeraies.

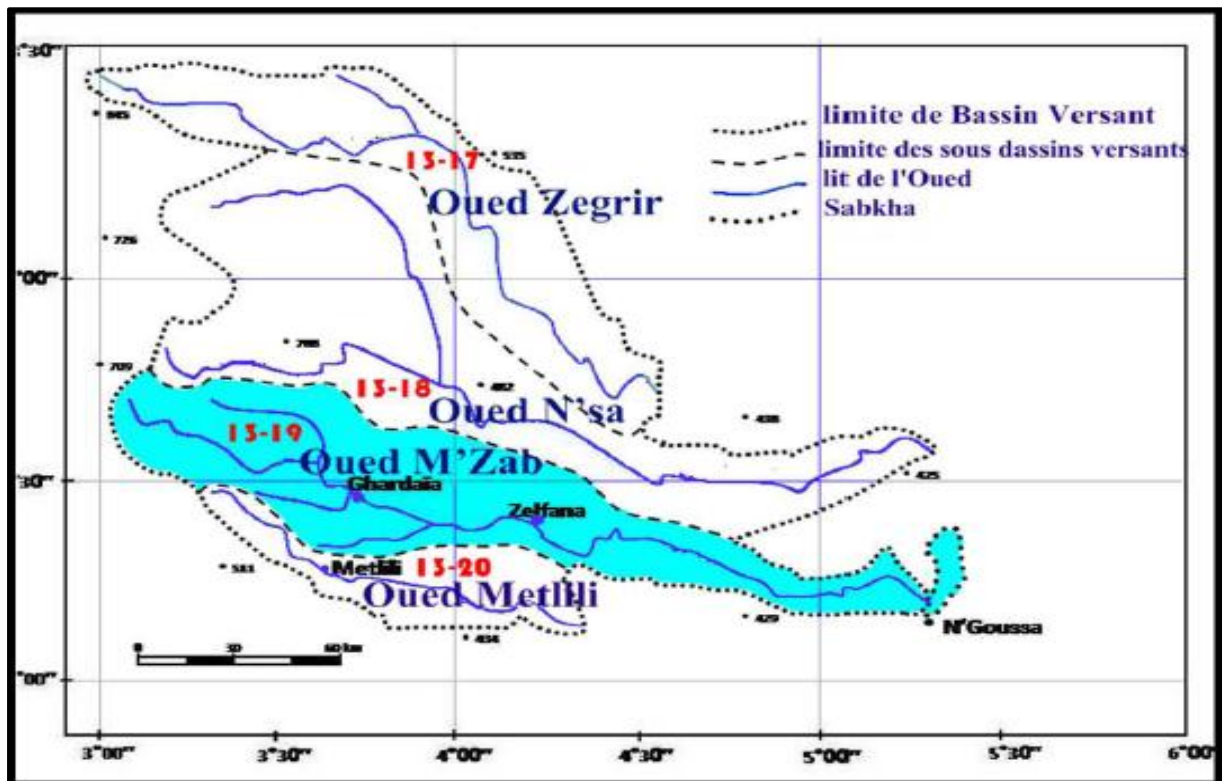


Figure I.3: Bassin versant d'oued M'zab et ses principaux affluents

- de dériver dans les jardins une partie des écoulements accidentels au moyen de barrages de dérivation et de canaux distributeurs.
- d'arrêter l'eau et de la forcer à s'étaler, par des barrages de retenue, dénommés « Ahbas ».

Les conséquences des écoulements sont parfois catastrophiques et les dégâts sont souvent remarquables.

Cette Image issue de Google earth (figure III.4) présente l'itinéraire de oued M'zab et ses deux principaux affluents (Laàdira et Labiod), ainsi que les cinq villes de la pentapole du M'zab.

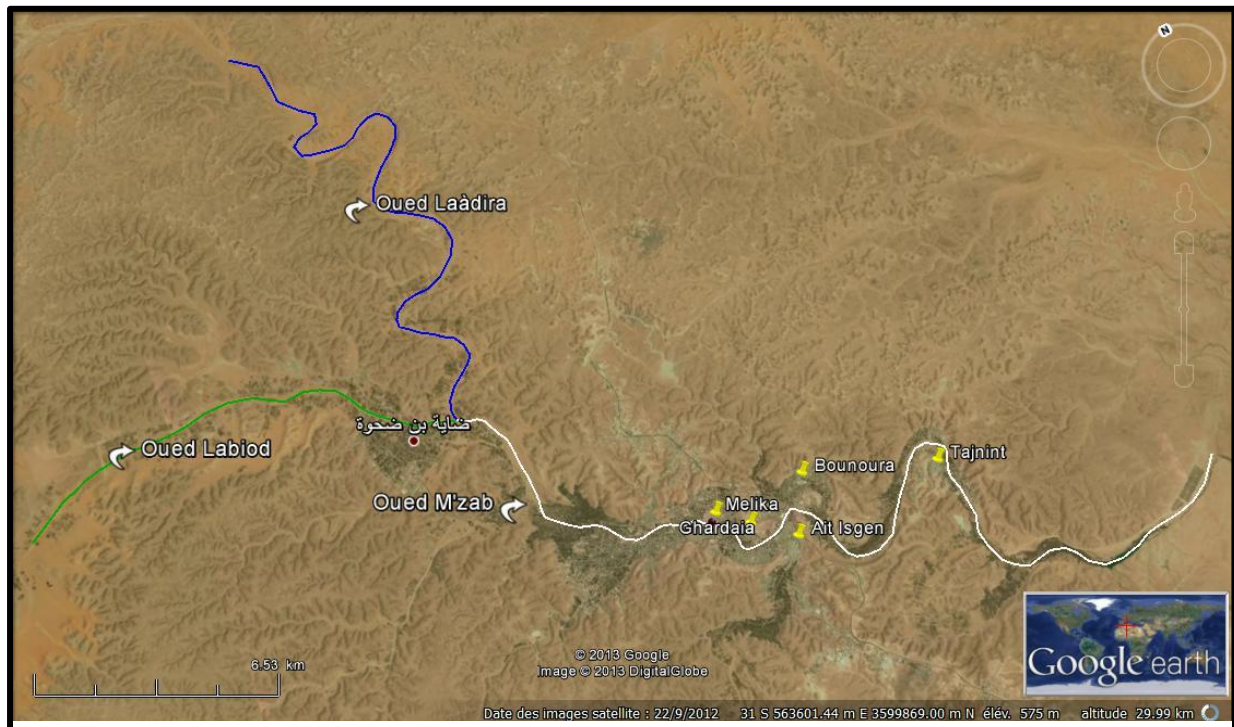


Figure I.4: Confluence des oueds de Laâdira et Labiod avec l'oued M'zab et villes de Ghardaia

(b) Les eaux souterraines

Les aquifères captés dans la région, sont classés par leurs profondeurs comme suit :

Les eaux de la nappe phréatique

L'aquifère est formé d'alluvions et de sables du Quaternaire. Les alluvions reposent sur les couches calcaires du Turonien. L'épaisseur de ces alluvions peut atteindre 25 à 30 mètres. Cette nappe d'Inféro-flux, exploitée par des puits traditionnels, présente un intérêt très important dans le domaine agricole, elle sert comme une source pour l'irrigation de la palmeraie de la vallée et elle sert également pour l'alimentation en eau potable à l'amont où les eaux sont moins chargées.

L'alimentation de la nappe se fait essentiellement par les eaux de pluies torrentielles et par les eaux, de la nappe profonde (*Albien*) de certains forages destinés pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable (ANRH, 2003).

Cette nappe est vitale pour la région du fait qu'elle présente une ressource renouvelable, sachant qu'il existe un ensemble de système hydraulique, dit système de partage des eaux, élaborées par des siècles d'expérience, et qui a pour une partie le rôle de l'alimentation de cette nappe.

Les eaux de la nappe profonde

Elles sont contenue dans les couches perméables des sables et des grés de l'*Albien* à 300 m, elle constitue la principale ressource en eau de la région qui est exploitée actuellement par 33 forages dans l'ensemble de la vallée.

L'aquifère est composé de sables, grés et d'argiles sableuses d'âge *Albien*. Selon la région, elle est captée à une profondeur allant de 80 à 1000 m.

2.3.5) Aspect hydrologique

L'hydrologie des déserts est encore mal connue en raison du faible nombre de données recueillies et de la difficulté de la documentation. Elle souffre de l'aridité, qui est la cause principale, et de la discontinuité des phénomènes (*Fernand, 2006*).

Exceptionnellement, quand les pluies sont importantes, surtout au Nord-Ouest de la région de Ghardaïa, les oueds drainent d'énormes quantités d'eaux. Les conséquences sont parfois catastrophiques et les dégâts sont souvent remarquables, notamment par l'Oued M'Zab, qui à chaque pluie exceptionnelle cause beaucoup de dommages principalement à la ville de Ghardaïa (*ANRH, 2003*).

Les inondations du oued M'zab sont l'une des cause d'échec de barrages, qui lors de son occurrence, l'effet des crues sera amplifier, et la catastrophe peut devenir sinistrement grave pour les vies humaines aussi bien que pour les biens matérielles, surtout si on prend en compte l'extension urbaine sur les rives du cours d'eau pendant les dernières décennies.

Les crues les plus intenses sont celles des années : Novembre 1933, janvier 1946, septembre 1952, juin 1991 et octobre 2008.

2.3.6) Topographie de la région

La vallée du M'zab est située sur un plateau rocheux dont l'altitude varie entre 300 et 800 mètres voire le modèle numérique du terrain (carte N°2). Ce relief, qui se présente sous la forme d'une vaste étendue pierreuse et de roches brunes et noirâtres, date du crétacé supérieur.

Le bassin versant du M'zab d'une superficie de 5000 Km² environ, est jalonné par un réseau très ramifié d'oued, appelé couramment Chebka (filet) (*Dubief, 1953*). Il draine en grande partie les eaux de la dorsale de l'Ouest vers l'Est, les écoulements sont sporadiques, ils se manifestent à la suite d'averses orageuses que connaît la région (*Dubief, 1963*).

I.3) Présentation de la zone d'étude

Notre étude consiste en la détermination du déroulement du phénomène de rupture de barrage, ses conditions, ses manifestations et les résultats hydrodynamique qu'ils en résultent.

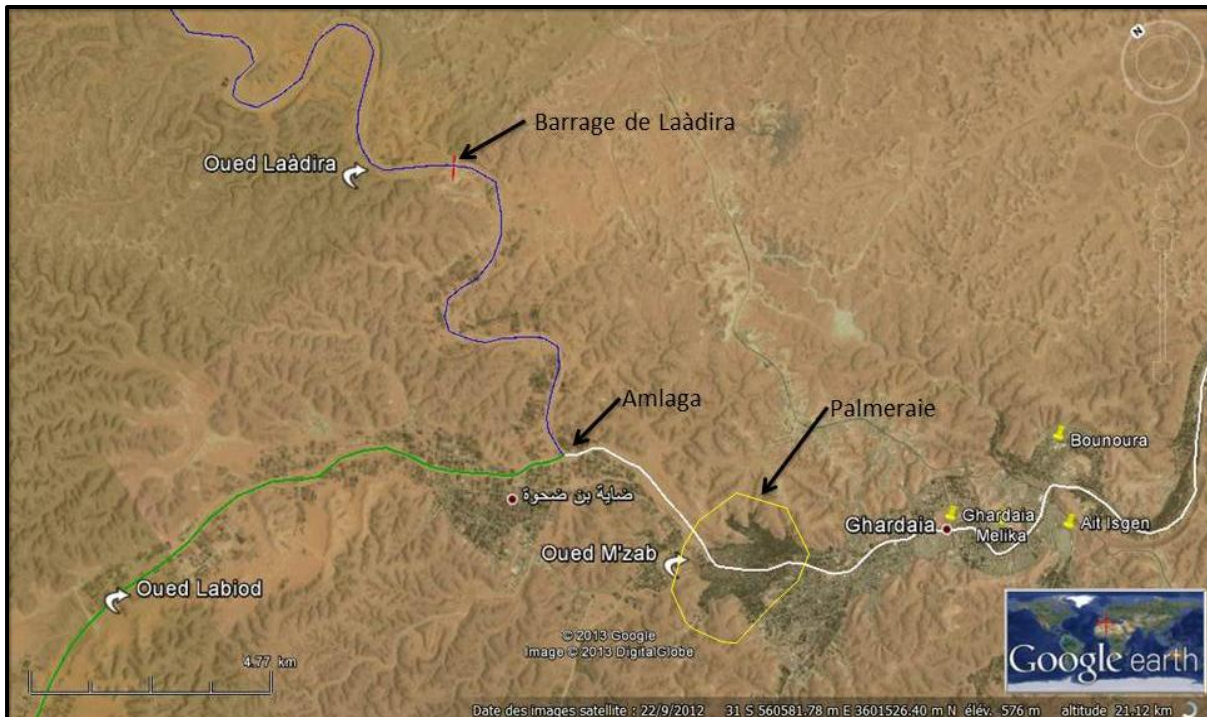


Figure I.5: Localisation de la zone d'étude

Après l'expansion du tissu urbain au détriment de la palmeraie qui a existée depuis des siècles, les vies humaines et les biens matériels sont devenus menacés par l'occurrence d'éventuelles crues. Pour cela des précautions ont été prises par les autorités afin d'éliminer cet aléa.

L'une de ces dernières précautions était la construction de plusieurs digues sur les principaux affluents de l'oued M'zab, c'est-à-dire sur les oueds Labiod et Laàdira.

Sachant que les inondations du 01 octobre 2008 ont été causées dans leur majorité par une crue de l'oued de Laàdira, notre choix s'est porté sur celui-ci pour établir une étude de cas de rupture sous la contrainte d'une crue, et en décélérer les conséquences d'un tel scénario.

En suivant l'oued M'zab, la région de notre étude est située à l'amont de la ville de Ghardaiya et de sa palmeraie, et le barrage sur lequel se porte l'étude est à 8,9 kilomètres à l'amont de Amlaga (le point de confluence) de oued Laàdira avec oued Labiod, et ce point de confluence est à 3,8 kilomètres à l'amont de la palmeraie de Ghardaiya.

Pour élucider les caractéristiques de la zone d'étude, on la divise en trois (03) zones en prenant comme référence l'emplacement du barrage : le barrage, partie amont et partie aval.

I.3.1) Le barrage

Le barrage est considéré comme le point de commencement de cette étude, puisque c'est sa rupture qui engendre le phénomène de propagation de l'onde de submersion. Cette onde dépend énormément des propriétés du barrage, à savoir le type, la forme, le dimensionnement, ainsi que ses matériaux qui le composent.

Le barrage est destiné au contrôle des crues, et il est édifié pour la protection de la vallée contre les crues, et il est dédié à faire face à d'énormes quantités d'eau pendant une période de temps très petite.

3.1.1) Les caractéristiques du barrage de Laàdira

Localisation du barrage : Latitude 32,59 Nord, Longitude 3.64 Est, élévation 562 m (crête).

Le barrage est de type souples, en remblai à masque amont, sa forme est trapézoïdale et il est à implantation rectiligne.

Il a les dimensions suivantes :

- hauteur du barrage est de 15 m. (mesuré in situ)
- longueur à sa base est de 344,1 m, elle est de 415,5 m en crête.
- largeur totale du barrage est de 108,0 m à la base, et 9,0 m en crête.
- Volume de remblais est de 330 000 m³

Le fruit : Inclinaison donnée à la face antérieure d'un mur, la base en étant située plus en avant que le haut.

Pour la partie amont, le fruit est m, et n pour ce fruit aval.

On a : $b_1=68$ m et $b_2= 40$ m

$m= \text{tg } \alpha$, donc $m= b_1/h = 68/15 = 4,5$ donc $\alpha=77,47^\circ$

$n= \text{tg } \beta$, donc $n= b_2/h = 40/15 = 2,67$ donc $\beta=69,47^\circ$;

Le corps du barrage et l'évacuateur sont totalement indépendant en point de vue de construction, Ils sont séparés par un massif rocheux.

L'évacuateur de crue a une longueur de 78.5 mètres, une largeur 10 mètres et une hauteur de 3.30 mètres.

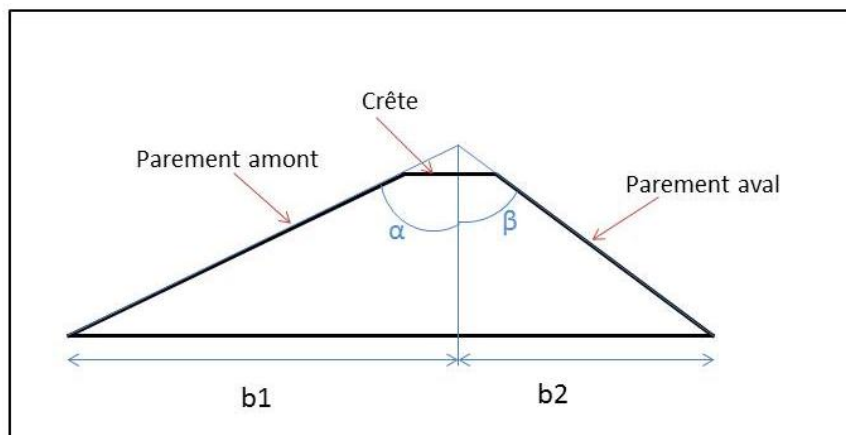


Figure I.6: Schéma de la coupe transversale du barrage de Laàdira

3.1.2) Mesure de la hauteur du barrage

L'étude de la rupture du barrage passe obligatoirement par la connaissance des dimensions de l'édifice, et parmi les dimensions les plus importantes dans ce cas d'étude, on trouve la hauteur du barrage, qui a une influence prépondérante sur la dynamique de l'onde de rupture et de son amplitude.

Pour cela, on s'est déplacé in situ pour obtenir cette mesure.

Matériel topographique utilisé

L'appareil de mesures que nous avons utilisé, est la nouvelle génération de stations totales SOKKIA motorisée ou robotisée pour toutes les applications topographiques et d'auscultation.

Cet appareil est équipé des dernières technologies pour un positionnement précis. (Nacer B., 2011)

La procédure de mesure de la hauteur du barrage est simple du fait du nombre très limité des points (3 points). Et elle peut être résumée en ces trois (03) étapes :

- Réglage de l'horizontalité de l'appareil ;
- Positionnement de l'appareil sur un point qui permet de cibler les points à mesurer la hauteur, et définition d'une référence, et insérer les coordonnées relatives dans l'appareil ;
- Positionnement du prisme sur la crête du barrage, en prenant trois (03) points, et on effectue la mesure. Les mesures sont enregistrées sur l'appareil automatiquement, puis transférer vers l'ordinateur.



Figure I.7: Appareil de mesure topographique



Figure I.8: Prisme De Mesure Topographique

I.3.2) Partie amont

C'est la partie qui se situe avant le barrage sur l'étendue de oued Laàdira, elle s'étend sur la totalité du bassin versant, c'est la partie génératrice de l'écoulement qui peut se transformé en crue en cas d'averses intenses.

3.2.1) Définition d'un bassin versant

Si l'on considère une section droite d'un cours d'eau, on peut lui associer un bassin versant, lieu géométrique des points de l'espace géographique où les précipitations sont susceptibles de contribuer au débit observé dans cette section. On définit aisément le bassin versant topographique limité par une ligne de partage des eaux, mais celui-ci peut différer du bassin versant réel à cause des circulations souterraines qui drainent parfois des eaux extérieures au bassin topographique ou, au contraire, drainent des eaux du bassin topographique hors de ce dernier. Il se peut d'ailleurs, dans le cas de nappes souterraines situées à cheval sur deux ou plusieurs bassins topographiques, que les limites du bassin réel fluctuent au cours du temps. Malgré ces difficultés, le bassin versant demeure l'objet fondamental de l'hydrologie continentale, celui qui transforme la pluie en débit, ces deux flux possédant d'ailleurs une

série de propriétés physico-chimiques qui subissent elles aussi une transformation lors de leur passage sur et/ou à travers le bassin versant

Le bassin versant est le siège de deux phénomènes, intimement liés mais qu'il convient de distinguer : la *propagation* des ondes hydrauliques provoquées par les pluies et le *transport* de l'eau qu'elles apportent (encyclopédie Universalis, 2011).

Chaque bassin versant se caractérise par différents paramètres géométriques (surface, pente), pédologiques (nature et capacité d'infiltration des eaux), urbanistiques (présence de bâtiments) mais aussi biologiques (type et répartition de la couverture végétale). On peut également y distinguer trois types de continuité :

- une continuité longitudinale, de l'amont vers l'aval (rus, ruisseaux, rivières, fleuves).
- une continuité latérale, des crêtes vers le fond de la vallée.
- une continuité verticale, des eaux superficielles vers les eaux souterraines et inversement.

On distingue le bassin versant physique ou topographique (définissable à partir des altitudes seules) du bassin versant réel qui tient compte d'autres paramètres comme la nature du sol, qui induit des écoulements souterrains, ou les aménagements anthropiques.

3.2.2) Bassin versant topographique de Laàdira

Le bassin versant de Laàdira commence à partir du point de confluence « Amlaga », il a des limites avec les bassins versants d'oued Labiod au sud-ouest et oued Ballouh au nord-est, il est constitué d'un réseau d'affluents très dense, c'est pour cela que la région est appelé « la région de chabka », La difficulté du dénombrement des affluents que réunit cet Oued est à l'origine de la dénomination qui lui attribuée ; à savoir Laàdira, car l'existence de plus de 300 affluents, parmi lesquels on cite le plus connu : Djaref. Ainsi cet oued prend naissance à Hassi R'mel. (Oumanas)

C'est un bassin de plaines, pratiquement plat, à faibles végétations, caractérisé par des écoulements sporadiques qui ne se manifestent qu'à la suite d'averses orageuses.

L'une des caractéristiques déterminantes de l'importance d'un bassin versant (BV) est sa superficie. Pour délimiter le bassin versant et calculer la surface du bassin versant, on a utilisé le logiciel Civil3D.

La principale raison qui a déterminé le choix de ce logiciel est la capacité de ce programme de capturer des images à partir de Google earth, et de les exploiter pour lire les altitudes du terrain capturé.

L'obtention de ces caractéristiques se fait par la procédure suivante :

1. Lancement du programme Google earth sur la zone spécifiée. Cette fonctionnalité ne nécessite que le téléchargement de la région sur la mémoire de Google earth.
2. Après le lancement du logiciel Civil 3D, et dans le menu *Insert*, dans le groupe *Import*, on défile la liste de Google earth, puis on choisit la commande *Google earth Image*, la commande nous donne la main pour spécifier les choix d'insertion, et après validation, une image issue de Google earth s'affiche sur l'espace de travail.
3. On dessine l'itinéraire du cours d'eau à l'amont du barrage, ainsi que tous ses influents.
4. Dans le même liste de Google earth sous le menu *Insert*, groupe *Import*, on choisit à nouveau la commande *Google earth surface*, pour insérer une image caractérisant la surface du terrain, initialement, elle donne les courbes de niveau. Pour assurer une bonne visualisation, la surface de Google earth doit être insérer exactement sur l'image.

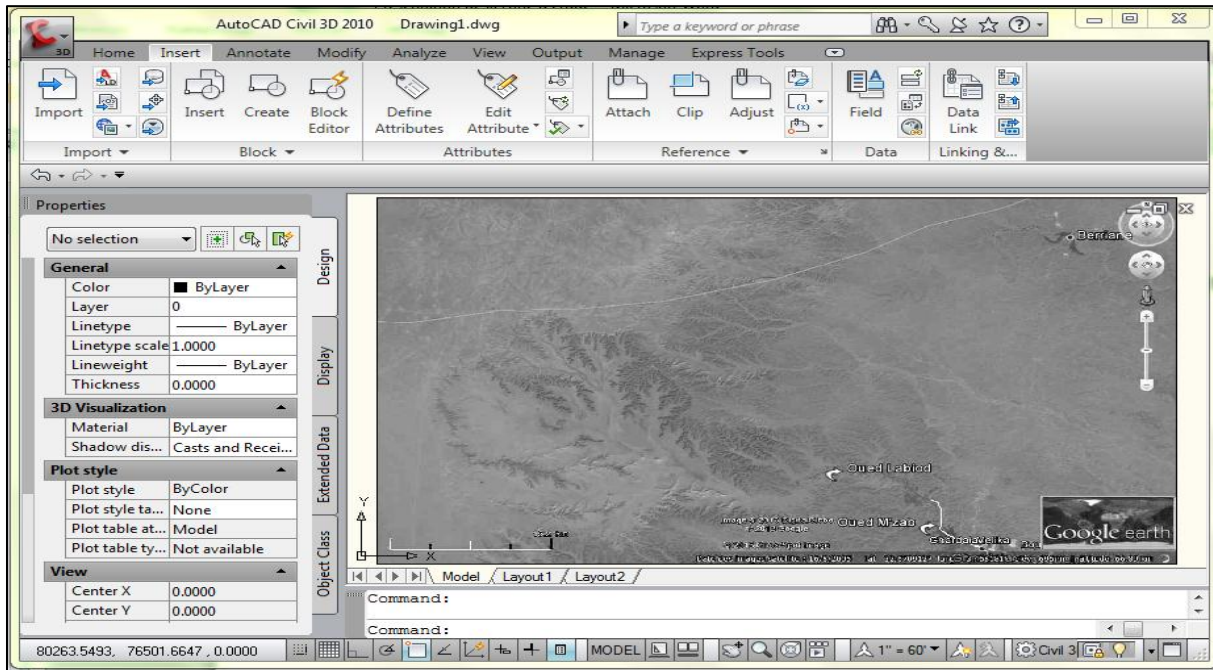


Figure I.9: Insertion de l'image à partir de Google earth

5. En sélectionnant, la surface obtenue, un volet Tin surface apparait, ce qui permet de modifier les caractéristique de la surface obtenue, afin de visualiser les paramètres désirés. Pour cela on sélectionne, sous le groupe *Modify*, *Edit Surface Style*.
6. Une fenêtre s'affiche pour nous permettre d'ajuster les préférences de style de la surface. Elle contient plusieurs volets d'édition des propriétés de la surface. Les volets sont : Information, bordures, contour, grille, points, triangles, ligne de partage des eaux, analyses, affichage, sommaire.

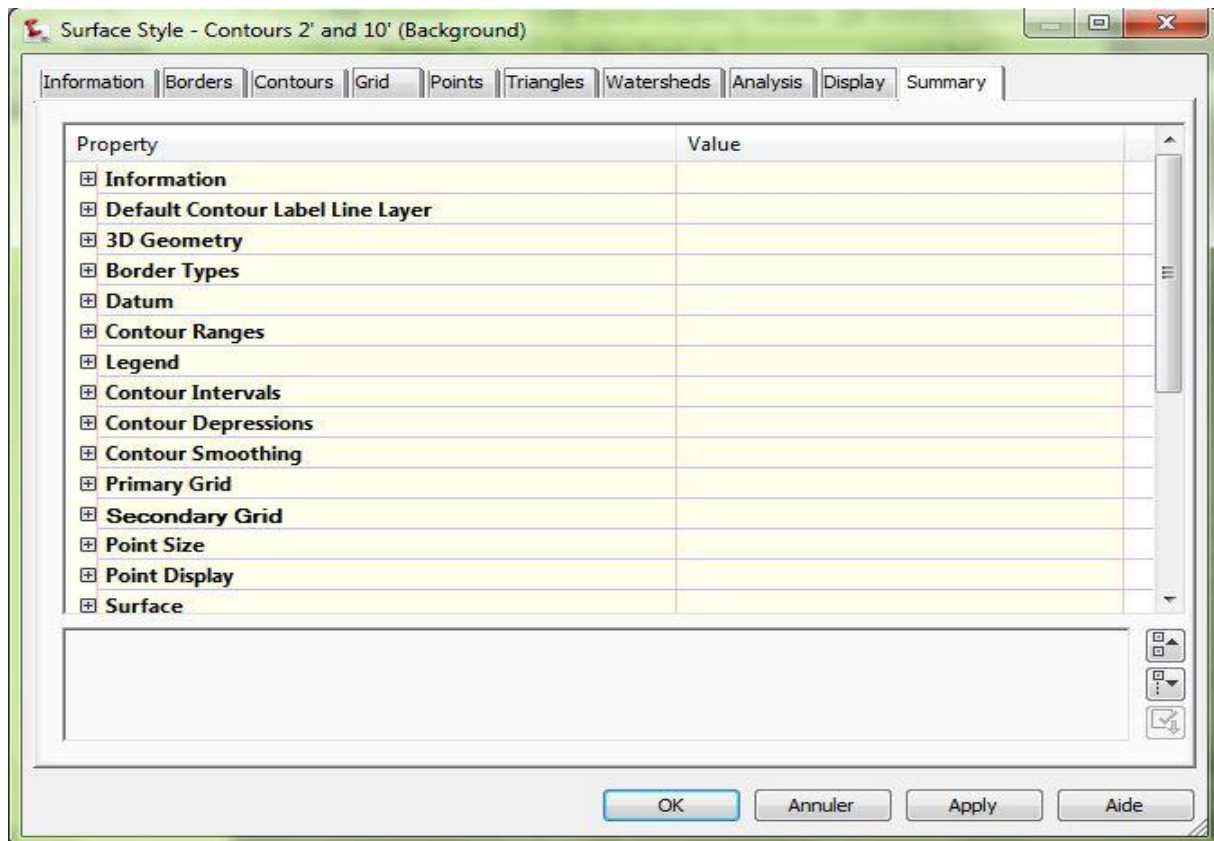


Figure I.10: Ajustement des paramètres de la surface

7. l'édition appropriée de la surface, pour avoir les courbes de niveau, les pentes, ainsi que les élévations, permet à l'utilisateur de dessiner le bassin versant de Laàdira. Le dessin du bassin versant s'effectue en suivant les lignes de partage des eaux, en coupant les courbes de niveau perpendiculairement, et en commençant par l'un des rives de la section de contrôle où le barrage de Laàdira est construit, et on trace jusqu'à aboutir à l'autre rive. Le dessin dans Civil3D s'effectue par la commande *polyline*.

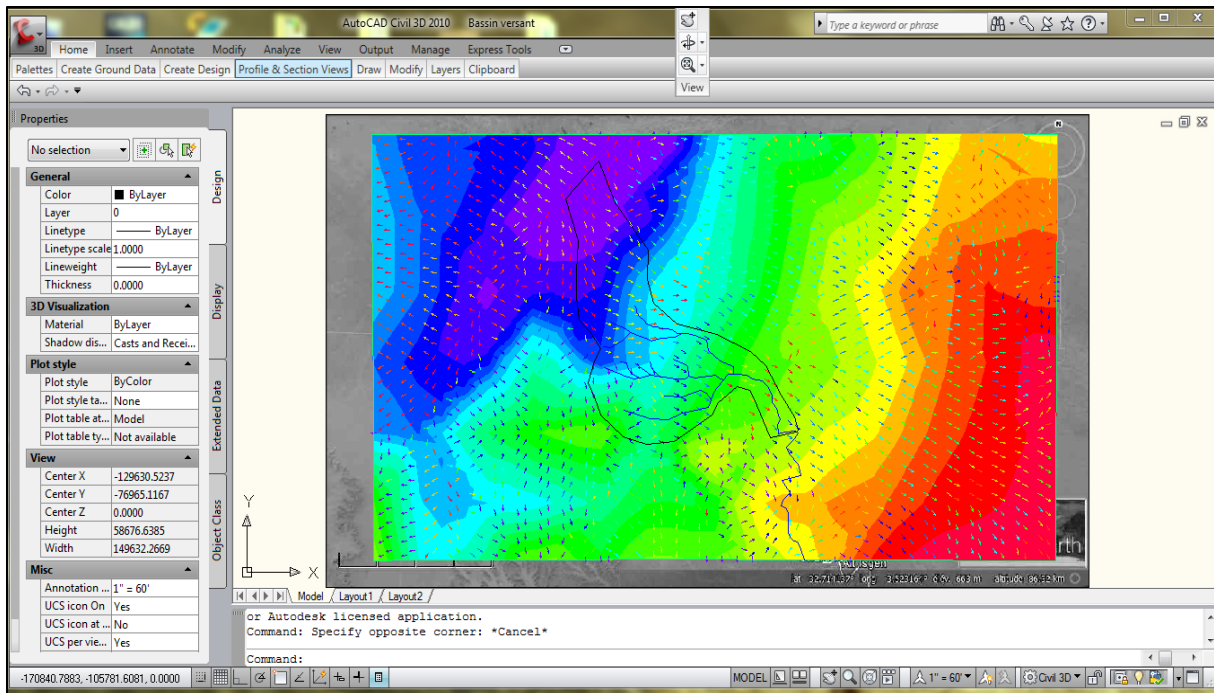


Figure I.11: Dessin du bassin versant

8. Après le dessin des limites du bassin versant, la sélection de la courbe obtenue affiche ses propriétés. Les plus intéressants sont : La superficie (Area) et le périmètre (Length).

En analysant les résultats, on a obtenu pour les deux paramètres :

La superficie : $S=429.69 \text{ km}^2$
 Le périmètre : $P=116\ 838 \text{ m}$

Et la pente moyenne, qui exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal, est donnée sous la forme suivante : comme suit :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec ;

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (en m) et ΔL : Distance entre ces deux points (en km).

En choisissant deux points, on aura : $I_c = 4.46 \text{ m/km}$

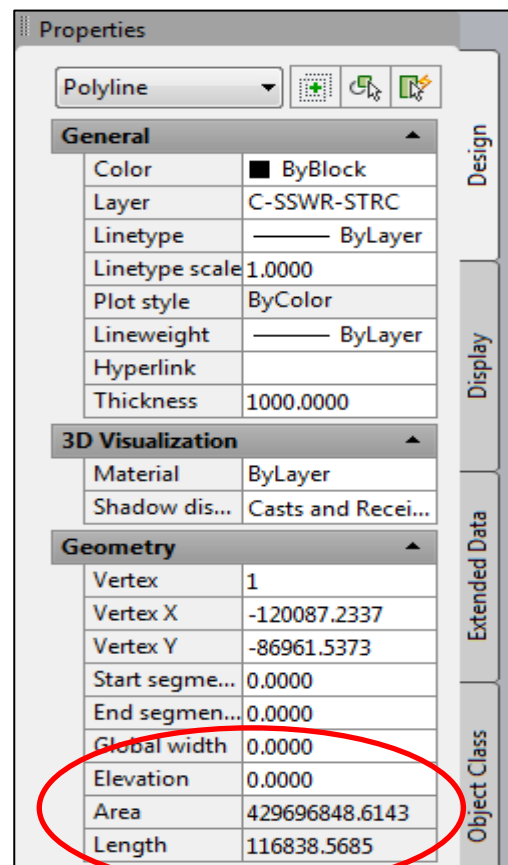


Figure I.12: Lecture de la surface du BV

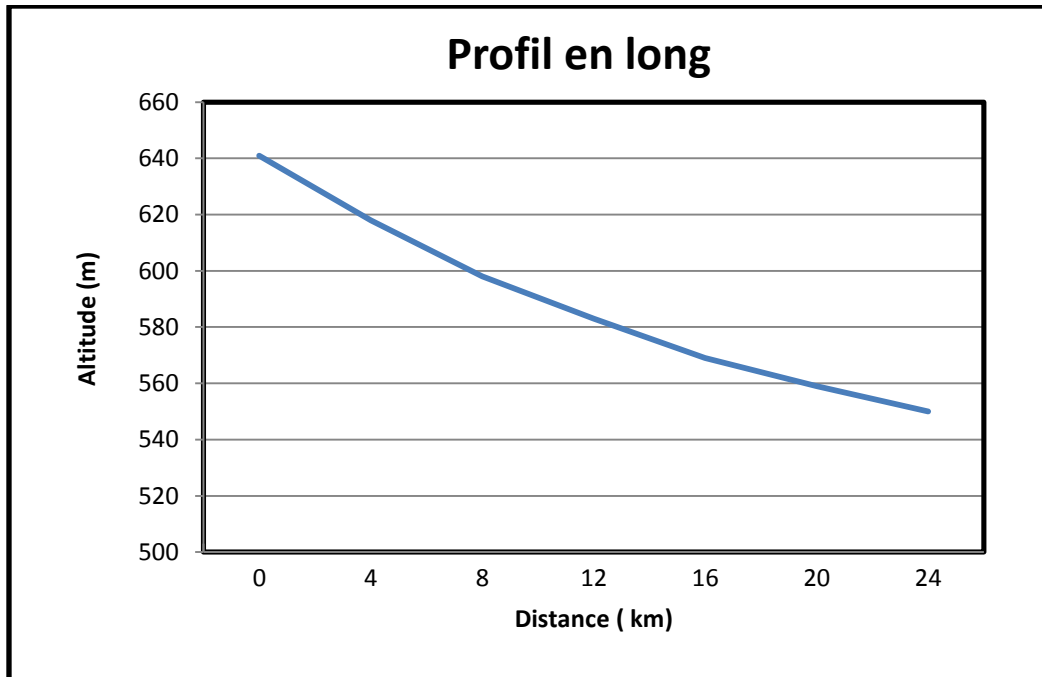


Figure I.13: Le profil en long du lit de l'oued

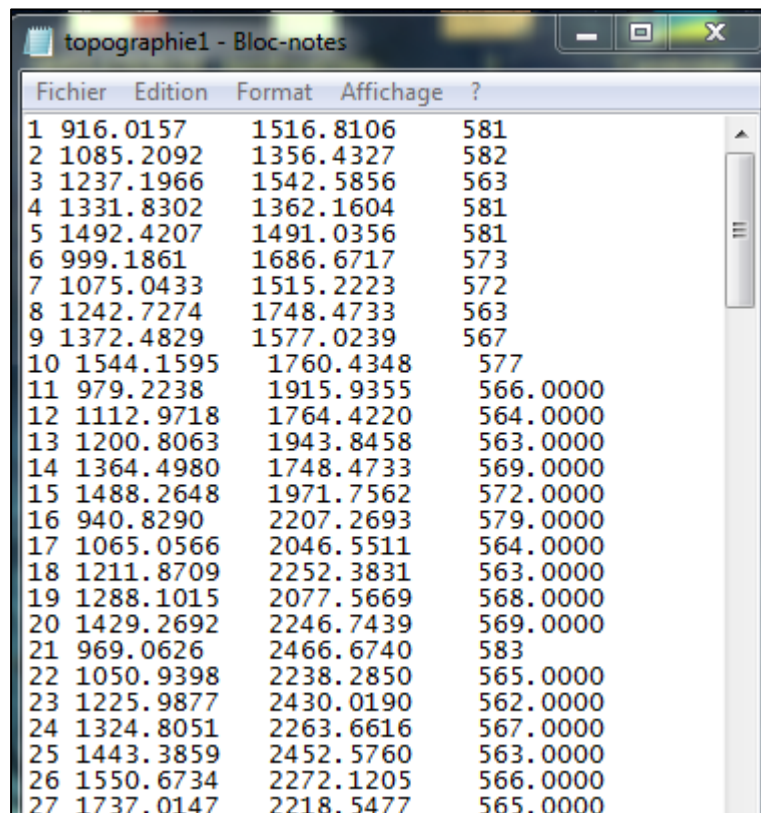
L'autre paramètre déterminant pour la rupture des barrages est la capacité du barrage. Ce paramètre est intimement lié à deux facteurs : la topographie de la partie amont au barrage (ou la retenue) et la hauteur du barrage.

Afin d'obtenir le volume que le réservoir peut emmagasiner, on a utilisé le logiciel Covadis qui fonctionne avec AutoCad, ce logiciel est un logiciel performant dans le domaine de génie civil, et offre une ample possibilité de dessin et d'édition des projets d'infrastructure urbanistique.

Notre utilisation se limite à l'obtention de la capacité de la retenue du barrage. Et pour cela, on a suivi les étapes suivantes :

1. Créer un levé topographique de la retenue du barrage. On utilisera Google earth pour des raisons matérielles, et le levé topographique sur terrain reste l'option la plus sûre et la plus précise.

- Insérer les points sur un fichier texte (d'extension .txt), le bloc-notes de Windows est convenable. Cependant la disposition des coordonnées des points sur ce fichier doivent suivre un ordre précis, qui permet au logiciel Covadis d'extraire les données des points.



Fichier	Edition	Format	Affichage ?
1	916.0157	1516.8106	581
2	1085.2092	1356.4327	582
3	1237.1966	1542.5856	563
4	1331.8302	1362.1604	581
5	1492.4207	1491.0356	581
6	999.1861	1686.6717	573
7	1075.0433	1515.2223	572
8	1242.7274	1748.4733	563
9	1372.4829	1577.0239	567
10	1544.1595	1760.4348	577
11	979.2238	1915.9355	566.0000
12	1112.9718	1764.4220	564.0000
13	1200.8063	1943.8458	563.0000
14	1364.4980	1748.4733	569.0000
15	1488.2648	1971.7562	572.0000
16	940.8290	2207.2693	579.0000
17	1065.0566	2046.5511	564.0000
18	1211.8709	2252.3831	563.0000
19	1288.1015	2077.5669	568.0000
20	1429.2692	2246.7439	569.0000
21	969.0626	2466.6740	583
22	1050.9398	2238.2850	565.0000
23	1225.9877	2430.0190	562.0000
24	1324.8051	2263.6616	567.0000
25	1443.3859	2452.5760	563.0000
26	1550.6734	2272.1205	566.0000
27	1737.0147	2218.5477	565.0000

Figure I.14: Edition des points topographique

- Lancer le programme Covadis, et dans le menu *Covadis 2D*, on défile la commande points topographique, et puis on choisit *chargement de semis*, on choisit l'option d'obtenir des fichiers avec séparateurs, puis on charge le fichier texte depuis son emplacement, et on confirme la commande. Un ensemble de points s'affiche sur l'espace de travail.
- Pour obtenir le M.N.T (Modèle Numérique du Terrain), on va sur le menu *Covadis 3D*, puis sous le menu *calcul M.N.T*, on choisit *Dessin M.N.T*. cette fonctionnalité effectue une interpolation entre les points chargés antérieurement sous forme de triangles.
- On dessine les courbes de niveau en choisissant le menu *Covadis 3D*, puis sous la liste *Courbes de niveau*, on clique sur la commande *Automatiques/M.N.T*, une fenêtre de dialogue pour choisir les préférences sur les courbes de niveau (le pas, les couleurs,...), et la confirmation sur cette boîte affiche les courbes de niveau sur le dessin.
- On peut ajouter les cotations sur les courbes de niveau, en choisissant sur la même liste précédente *Courbes de Niveau*.

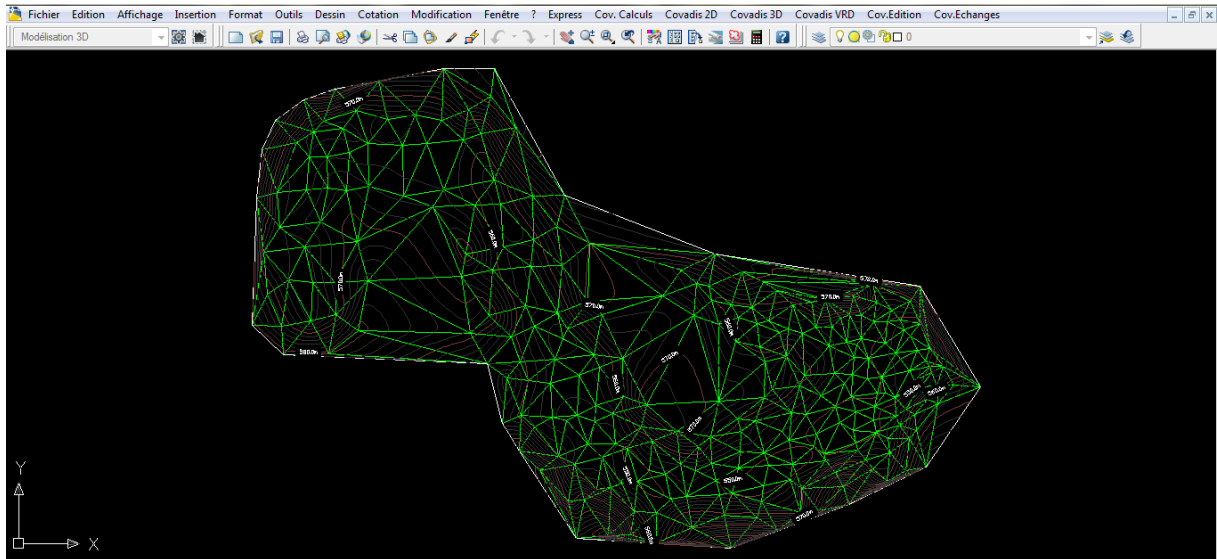


Figure I.15: Courbes de niveau et MNT

7. Cette étape nous permet d'obtenir le volume du barrage, ainsi que les zones immergées par la retenue du barrage. C'est simple, dans le menu Covadis 3D, en défile la liste cubatures par prismes, sous cette liste, on choisit la commande *1 MNT + Plan horizontal*. Une fenêtre s'affiche pour ajuster quelques paramètres comme : la hauteur, les couleurs. La confirmation donne un fichier qui comporte les informations nécessaires sur le volume et la surface dans le plan et dans l'espace.

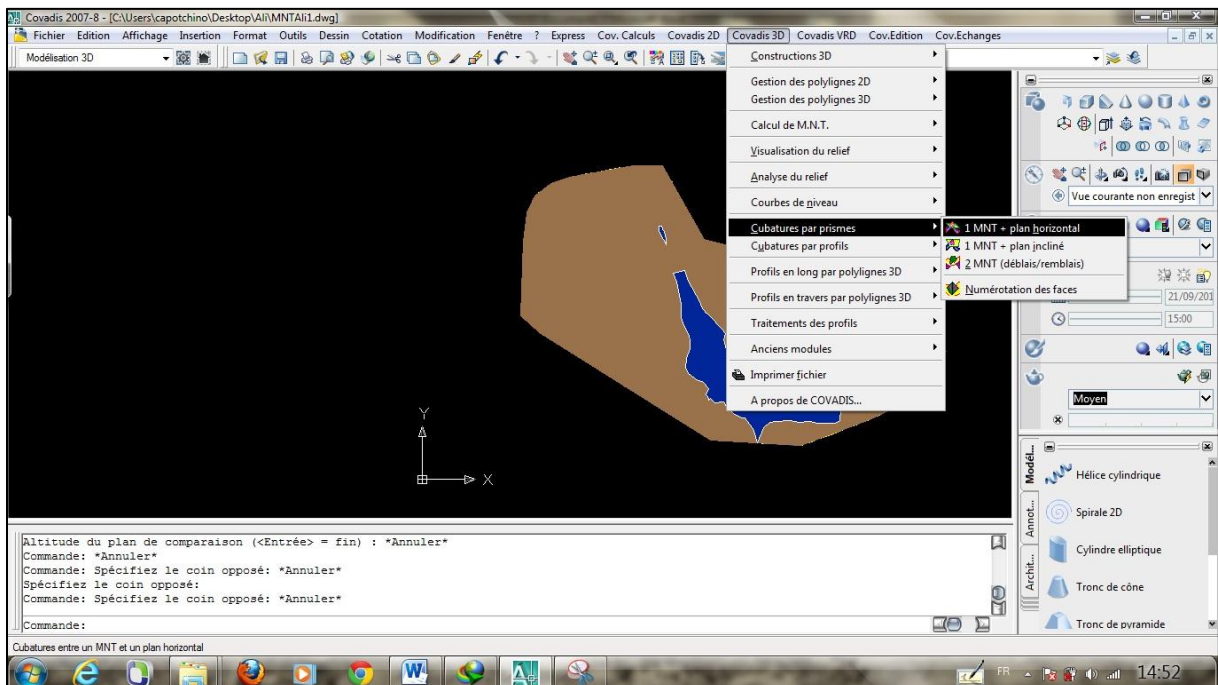


Figure I.16: Commandes pour obtenir le volume

Après l'exécution de ces étapes, le volume du barrage varie proportionnellement en fonction de la hauteur du plan d'eau. On a obtenu plusieurs volumes de remplissage illustré dans le tableau suivant :

Tableau I-1: Volume d'eau en fonction du plan d'eau

Niveau d'eau (m)	Volume de l'eau à la retenue (m ³)
557	5839835.521
560	10470005.470
562	14318373.951

Le niveau d'eau atteint le niveau maximal, soit le commencement de fonctionnement de l'évacuateur de crue, lorsque la hauteur du plan d'eau est de 562 m d'altitude, ce qui correspond à un volume de 14.31 millions de m³.

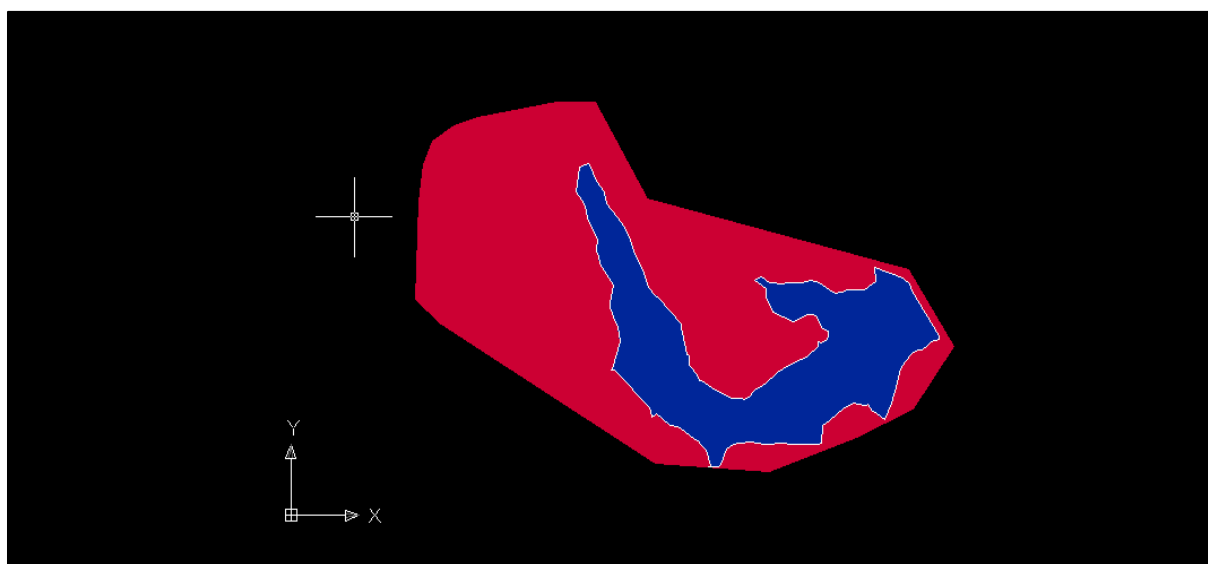


Figure I.17: Niveau d'eau pour la cote 562 m

I.3.3) Partie aval

La partie aval du barrage est la zone la plus vulnérable à un éventuel échec de barrage, car l'onde de submersion qui en résulte se déplace dans cette partie, et dévaste tout sur son chemin.

La partie aval du barrage de Laàdira est une zone d'activité humaine intense, puisque après 9 kilomètres se situe le point de confluence, qui se situe à son tour à 3.7 kilomètres de la palmeraie de la ville de Ghardaïa, qui est devenue d'ailleurs une zone urbaine. Donc au total le barrage est à 22 kilomètres du barrage de Laàdira.

La population vivante à l'aval du barrage est distribuée par 3 communes : Ghardaïa, Bounoura et El Atteuf. Cette population est estimée à 168 000 habitants d'après les autorités locales. Une grande partie de cette population vit dans la palmeraie, qui est situé au bas de la vallée, qui est considérée comme une zone inondable.

I.4) Conclusion

Malgré le climat saharien de la région de Ghardaïa, il reste à savoir que l'occurrence d'inondation dans l'oued M'zab a marqué l'histoire des populations y résidant.

Le barrage de Laàdira est l'un des deux barrages les plus grands jamais construit dans l'oued M'zab et ses affluents. Dans ce contexte technique, une étude de la rupture de ce barrage est très importante pour définir l'aléa et le risque de cet ouvrage sur la vie des habitants.

Chapitre IV: Mise en évidence de la possibilité de la rupture du barrage de Laàdira

IV.1) Introduction

Avant de passer vers une simulation de la rupture du barrage de Laàdira, on doit évaluer la possibilité d'occurrence de ce phénomène. Et ceci passe obligatoirement sur l'évaluation des causes de rupture, et le taux de vulnérabilité du barrage à ces causes.

IV.2) Les causes probable de la rupture

Il existe un grand nombre de causes de rupture de barrage, en fonction du type du barrage, ainsi que de son emplacement et son environnement.

Les enquêtes sur les ruptures de barrages en remblai, comme le cas de notre étude, antérieurement ont conclu qu'il existe trois causes principales à ce phénomène :

1. le déversement de l'eau par-dessus de la crête du barrage, suite à une crue extrême, faute de dimensionnement de l'évacuateur de crue;
2. La rupture des fondations ;
3. Le remplissage rapide du barrage ; suite à des pluies torrentielles, et ceci résulte en des déplacements et des déformations de l'écran amont du barrage, ce qui cause une détérioration de l'état du barrage et de sa structure. (Sunai Gelmambet, 2007).

Cependant, et du fait que la région subit parfois des averses torrentielles, le barrage de Laàdira est plus menacé par l'avènement de crue qui peuvent rompre son fonctionnement ou causer sa rupture. Donc, c'est pour cette raison, on va évaluer seulement la première cause de rupture.

IV.3) L'échec suite à une crue extrême

La région a subit dans le passé plusieurs crue qui ont causé selon le cas des pertes matérielles, voire humaine, ce qui a incité les autorités locales à construire le Barrage de Laàdira pour protéger la ville des inondations.

Sachant que les barrages en remblai sont vulnérables au déversement de l'eau par-dessus de la crête, il est important d'évaluer la possibilité de l'avènement de cet évènement.

Dans cette étude, on peut prendre la crue du 01 Octobre 2008 comme référence pour avoir une idée sur ce sujet, cette crue a causé des inondations fatales, des dégâts humains et matérielles significatifs. Notre choix peut être justifié par l'absence de données hydrologiques qui permettent de faire une étude précise sur le phénomène des crues.

Mais il reste à savoir que cette crue ne représente pas la crue de projet, qui est en générale une crue millénaire ou déca-millénaire, selon la grandeur du barrage et le risque potentiel à l'aval.

Deux scénarios sont envisagés pour l'évaluation de ce risque, à savoir :

1. La fraction du débit maximum de la crue de 2008 ;
2. L'hydrogramme de crue de 2008.

A l'aube du 1^{er} Octobre 2008, et suite à une averse de 40,5mm, une importante crue dévastatrice s'en est suivie sur l'Oued Mzab.

L'écoulement a débordé des berges, inondant ainsi tout ce qui est avoisinant comme constructions, jardins et autres. (Nacer, 2011)

Malgré la prétention d'un débit de 1200 m³/s, une étude approfondie s'est portée sur cette crue, a estimé son débit maximum à 3300 m³/s.

Dans ce stade d'étude, il est clair que le dimensionnement du barrage, ainsi que de l'évacuateur de crue est considérable, car pendant la période de crue, le barrage et son évacuateur de crue doivent travailler ensemble pour passer cette période critique dans la vie du barrage.

IV.4) L'évacuateur de crue du barrage de Laàdira

L'évacuateur de crue du barrage de Laàdira est conçu pour évacuer l'eau quand le niveau atteint le plan des hautes eaux, c'est-à-dire, le niveau maximal que le barrage peut supporter.

La construction du barrage en passant au-dessus du massif rocheux, et il n'est pas attaché au corps du barrage, une partie de ce massif a été décaper, et stabilisé par du béton projeté.

L'évacuateur est approché à un déversoir frontal rectangulaire à seuil épais, il a une longueur est de 78 m, une largeur de 11 m, et sa hauteur maximale est de 3,30 m. Il est suivie d'une partie aval, de niveau de fond horizontale de largeur de 60 m, mais elle est un peu au-dessus du niveau du seuil d'environ 1 m. (figure suivante)

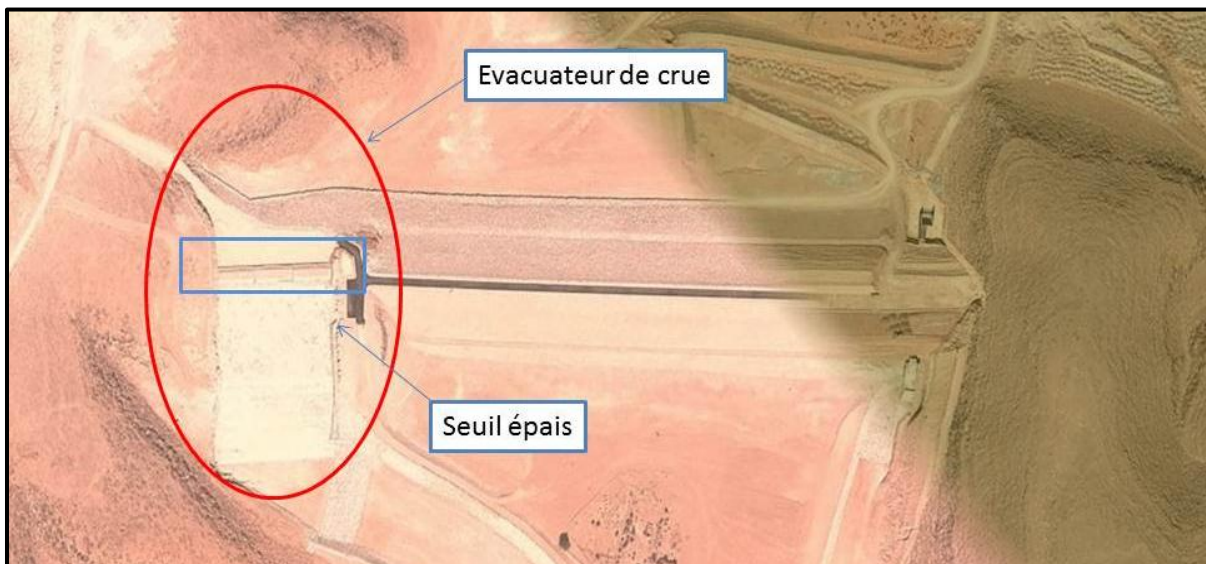


Figure IV.1: Evacuateur de crue du barrage de Laàdira

En partant du risque que peut présenter le barrage, on calcule la valeur de $H^2\sqrt{V}$. La hauteur de la valeur est de 15 m et le volume est de 14,31 hm³, ce qui donne 851,14. Cette valeur est supérieure à 700. Donc l'évacuateur doit être dimensionné pour une crue de projet dix-millennale.

Pour calculer le débit maximal évacué, on utilise la formule de Bazin qui est donnée sous l'expression :

$$Q_{dév} = 0,385 L h_0 \sqrt{2gh_0} \quad (\text{IV-1})$$

Avec : h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m) ; L: largeur du seuil ; g : accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$) ; (ENGEES, 2006)

L'évacuateur de crue de Laàdira a les caractéristiques suivantes :

$L=78$ m, $h_0=3,30$ m.

$$Q_{dév} = 0,385 * 78 * 3,30 * \sqrt{(2 * 9,81 * 3,30)}$$

$$Q_{dév} = 797,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

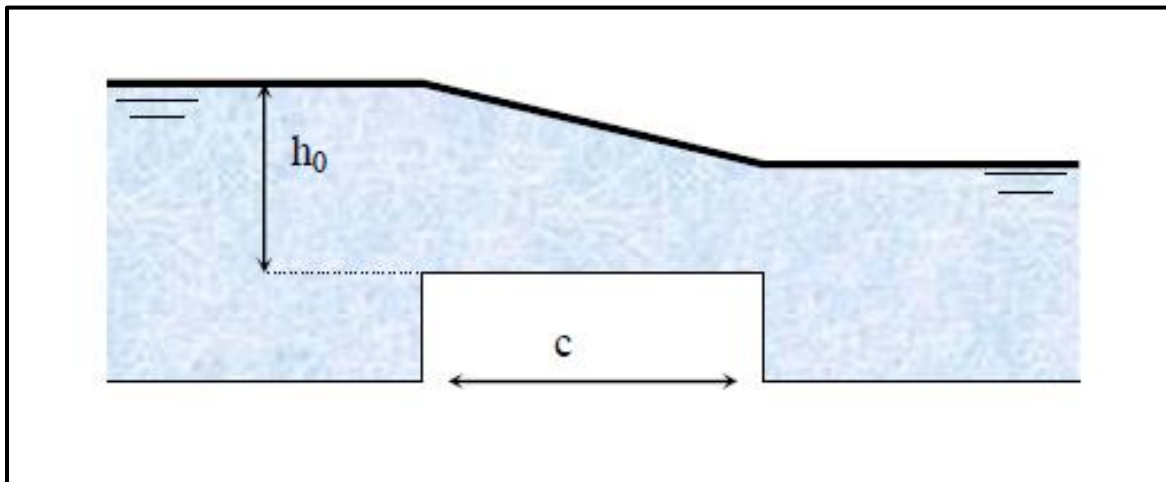


Figure IV.2: Schéma du seuil épais

Donc, d'après les calculs le débit qui peut être évacué par l'évacuateur est d'environ $800 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ou bien, on peut utiliser la formule établie par Rao et Shulka :

$$Q_{dév} = mLh_0\sqrt{(2gh_0)} \quad (\text{IV-2})$$

Tableau IV-1: Coefficient de débit en fonction de la hauteur d'eau et l'épaisseur du seuil

h_0	m
$h_0 < 0,08c$	$0,66(0,265 + 0,011 h_0/c)$
$c > h_0 > 0,08c$	$0,66(0,290 + 0,027 h_0/c)$
$1,60c > h_0 > c$	$0,66(0,318 + 0,033 h_0/c)$
$h_0 > 1,60c$	$0,66(0,336 + 0,044 h_0/c)$

Avec ; c : épaisseur du seuil, m : coefficient de débit. (ENGEES, 2006)

Alors, on a $c=11,00$ m et $h_0=3,30$ m donc $m=0,66(0,290+0,027 h_0/c)$

Donc $m=0,20$, ce qui donne

$$Q_{dév} = 0,20 * 78 * 3,30\sqrt{2 * 9,81 * 3,30} \quad (\text{IV-3})$$

$$Q_{dév} = 414,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.5) La fraction du débit maximum

Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur l'évacuateur en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins 30 à 50 % du débit de pointe de la crue. (Carrère, 1996)

Après avoir obtenue le débit maximum que l'évacuateur de crue peut passer, on peut à ce moment d'évaluer le pouvoir de cet évacuateur de faire passer un débit comme celui de la crue de 2008.

Donc, cette méthode est très simple, elle consiste à prendre un débit égale à 30 % jusqu'à 50 % du débit de pointe de la crue.

Le débit de l'évacuateur Q_e est donc entre $0,3 Q_{\max}$ et $0,5 Q_{\max}$. C'est-à-dire, $Q_{\inf} < Q_e < Q_{\sup}$; le débit que l'évacuateur de crue soit capable d'évacuer est :

$$Q_e \in [990, 1650]$$

Le débit maximum que l'évacuateur peut passer est de $800 \text{ m}^3/\text{s}$, et il est inférieur à $990 \text{ m}^3/\text{s}$.

Conclusion :

L'évacuateur de crue ne peut pas évacuer le débit calculé par cette méthode.

IV.6) L'hydrogramme de crue

Cette méthode consiste à évaluer la capacité du barrage à faire face à cette crue à partir de l'hydrogramme de crue.

Après l'averse responsable de la crue d'Octobre 2008, les eaux ruisselle peu à peu des affluents de l'oued Laàdira, les eaux commence à arriver de toutes les directions, et le débit augmente de plus en plus, jusqu'à ce qu'il arrive à un débit maximum, en causant une augmentation de hauteur et de vitesse. Les eaux dévastent tous sur leurs passages, en causant des inondations qui ont marqué l'histoire de la ville de Ghardaïa.

Maintenant, après la construction du barrage considéré, et si on reconstitue le ruissellement similaire à celui du 1^{er} Octobre 2008, on peut observer l'augmentation du niveau de l'eau à l'amont du barrage au fur et à mesure, et après cela, trois (03) possibilités peuvent être envisagées, à savoir :

- Le barrage reçoit le volume ruisselé, en l'emmagasinant dans sa retenue, et le volume ruisselé arrive à un niveau déterminé de telle façon que le volume d'eau est inférieur au volume que le réservoir peut retenir.
- Le réservoir du barrage se remplit complètement, le niveau d'eau arrive à sa hauteur maximale (plan des hautes eaux). L'évacuateur de crue commence à fonctionner. le débit maximum évacué est inférieur à la capacité maximale de l'évacuateur, jusqu'à que le débit diminue, le niveau diminue et atteint le niveau maximale du barrage, et l'évacuateur finit son fonctionnement.

- Le niveau d'eau augmente, le réservoir se remplit, jusqu'à atteindre le niveau des hautes eaux, et puis l'évacuateur de crue commence à fonctionner, jusqu'à atteindre sa capacité de fonctionnement maximale. Cependant, le débit augmente de plus en plus, et le niveau continue son augmentation, puis il commence à déverser au-dessus de la crête du barrage.

En ce qui concerne la crue du 01 Octobre 2008, un hydrogramme de crue établi par le logiciel de simulation des écoulements Rubar 20, reconstitué par les laissés et les traces de cette crue.

L'étude a donné un débit maximum de $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ après un temps de concentration de $t_c=18$ heures. Mais pour évaluer la capacité du barrage à faire face à cette crue, on doit calculer aussi le volume généré par cette crue. Le volume n'est que l'intégrale par rapport au temps du débit.

Les résultats de l'hydrogramme de crue ainsi que son volume cumulé sont présentés dans le tableau suivant :

Pour obtenir ce volume, on a fait référence au logiciel de calcul mathématique Matlab, en divisant l'hydrogramme en deux parties, pour obtenir les équations polynomiales du débit en fonction du temps. Puis l'intégration devient facile à faire, ce qui nous donne une l'équation du volume en fonction du temps (en secondes).

L'hydrogramme initial est le suivant :

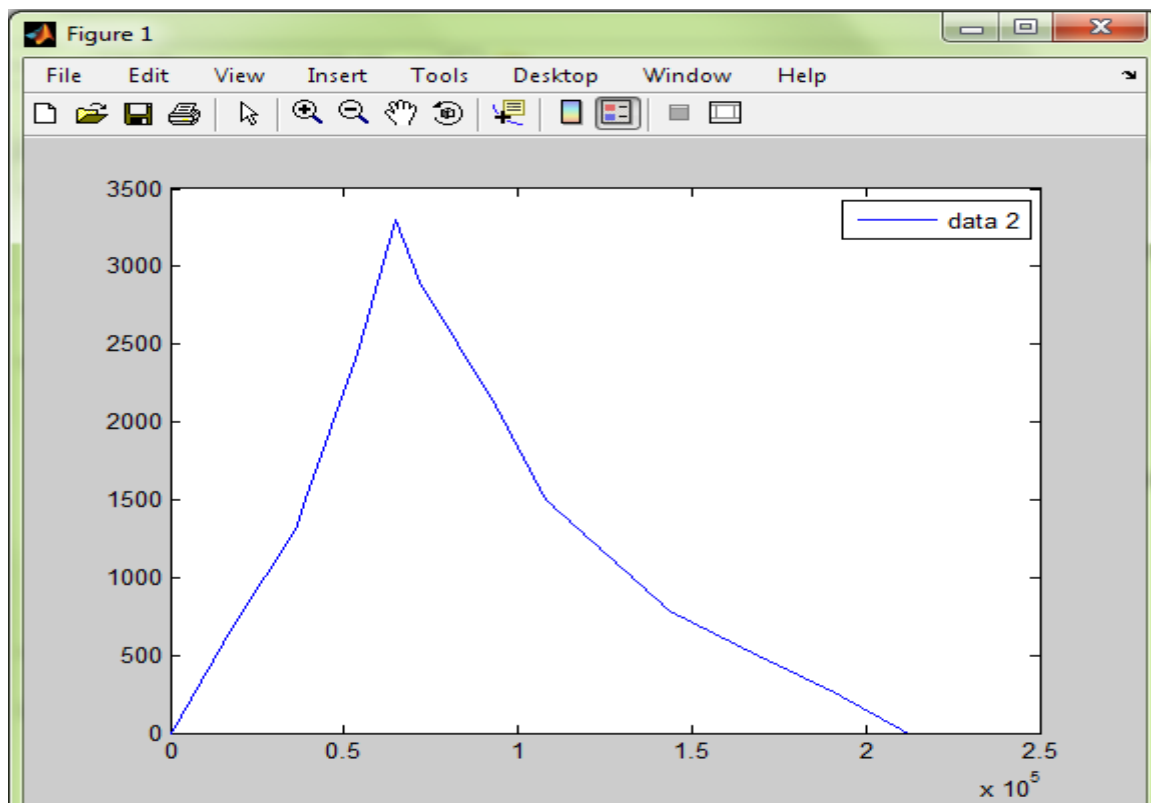


Figure IV.3: Hydrogramme de crue (fenêtre Matlab)

Les deux figures suivantes (figure IV.4 et IV.5) montrent les résultats obtenus après la séparation, et les résultats de l'hydrogramme de crue ainsi que son volume cumulé sont présentés dans le tableau IV.2.

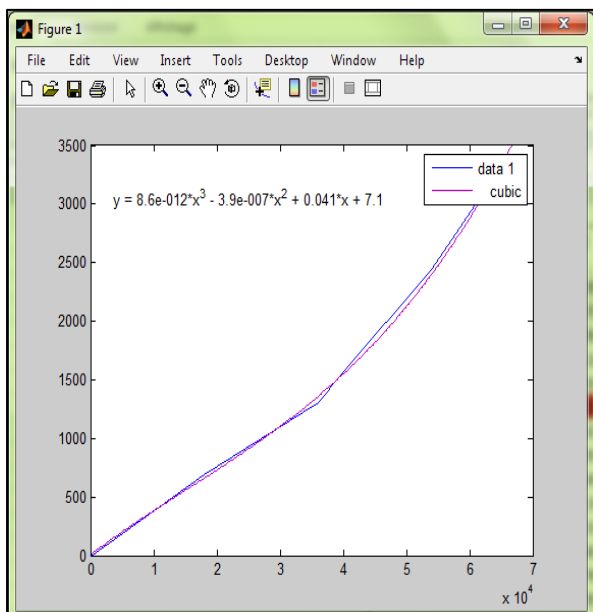


Figure IV.5: Courbe de crue

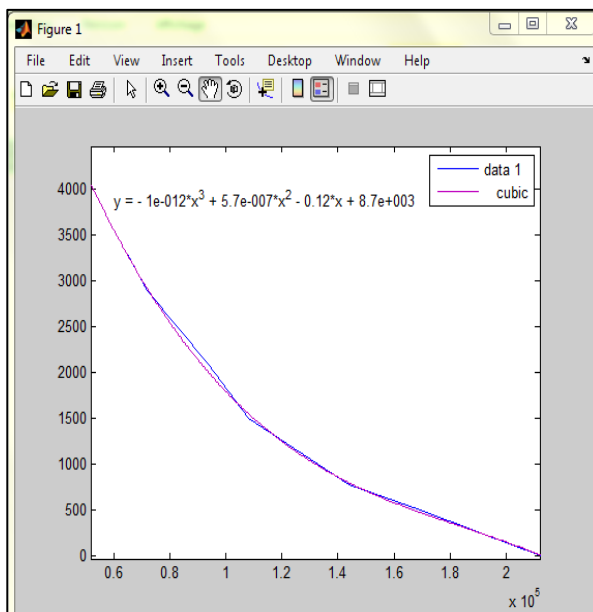


Figure IV.4: Courbe de décrue

Tableau IV-2: Débits et volume ruisselé en fonction du temps (crue d'octobre 2008)

t (sec)	t (heures)	Q (m3/s)	V (m3)
0	0	0,000	0,00E+00
10800	3	415,243	2,33E+06
21600	6	797,410	8,88E+06
32400	9	1218,599	1,97E+07
43200	12	1743,812	3,56E+07
54000	15	2438,050	5,80E+07
64800	18	3300,315	8,91E+07
75600	21	2706,543	1,21E+08
86400	24	2214,169	1,48E+08
97200	27	1796,864	1,69E+08
108000	30	1447,072	1,87E+08
118800	33	1157,232	2,01E+08
129600	36	919,787	2,12E+08
140400	39	727,178	2,21E+08
151200	42	571,847	2,28E+08
162000	45	446,236	2,33E+08
172800	48	342,787	2,38E+08

183600	51	253,941	2,41E+08
194400	54	172,140	2,43E+08
205200	57	89,826	2,45E+08
216000	60	0,000	2,45E+08

On remarque que le débit augmente pendant les premières heures (courbe de crue), jusqu'à atteindre un débit maximale de 3300 m³/s après 18 heures du début du ruissellement, et puis il diminue (courbe de décrue), jusqu'à atteindre son niveau minimal quand l'écoulement s'arrête après 59 heures.

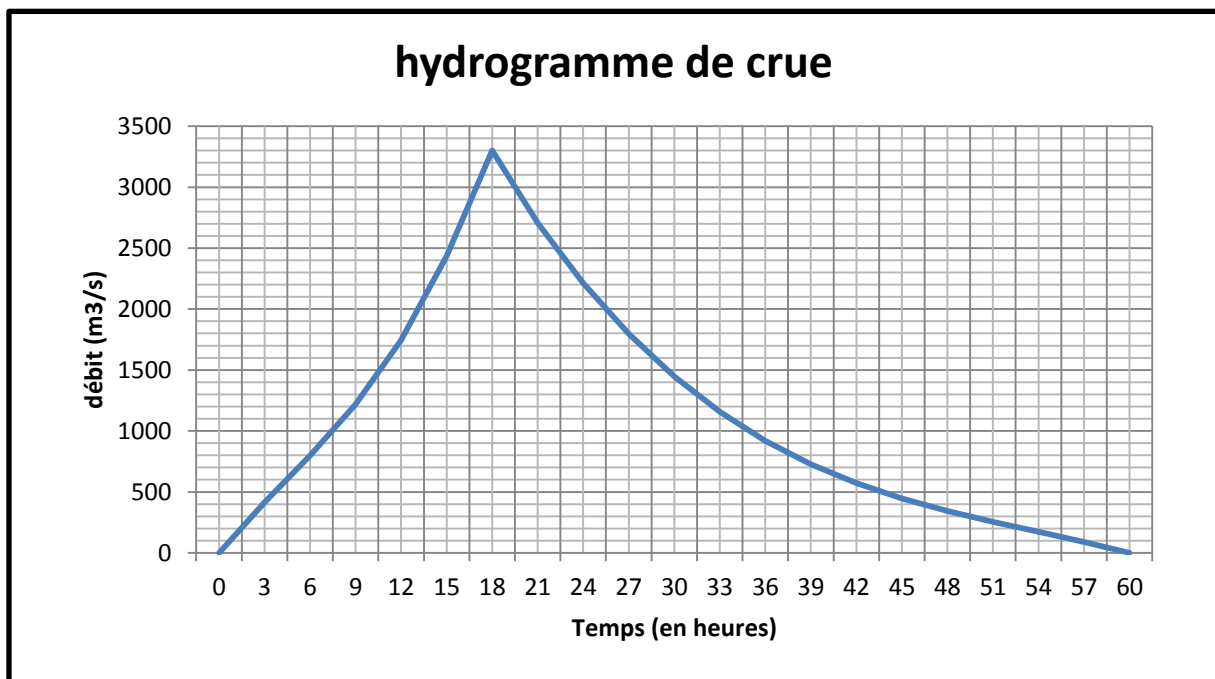


Figure IV.6: Hydrogramme de crue

Cependant, le volume cumulé augmente en partant du zéro, la courbe est concave, jusqu'à atteindre le volume correspondant au débit de pointe, puis elle devient convexe.

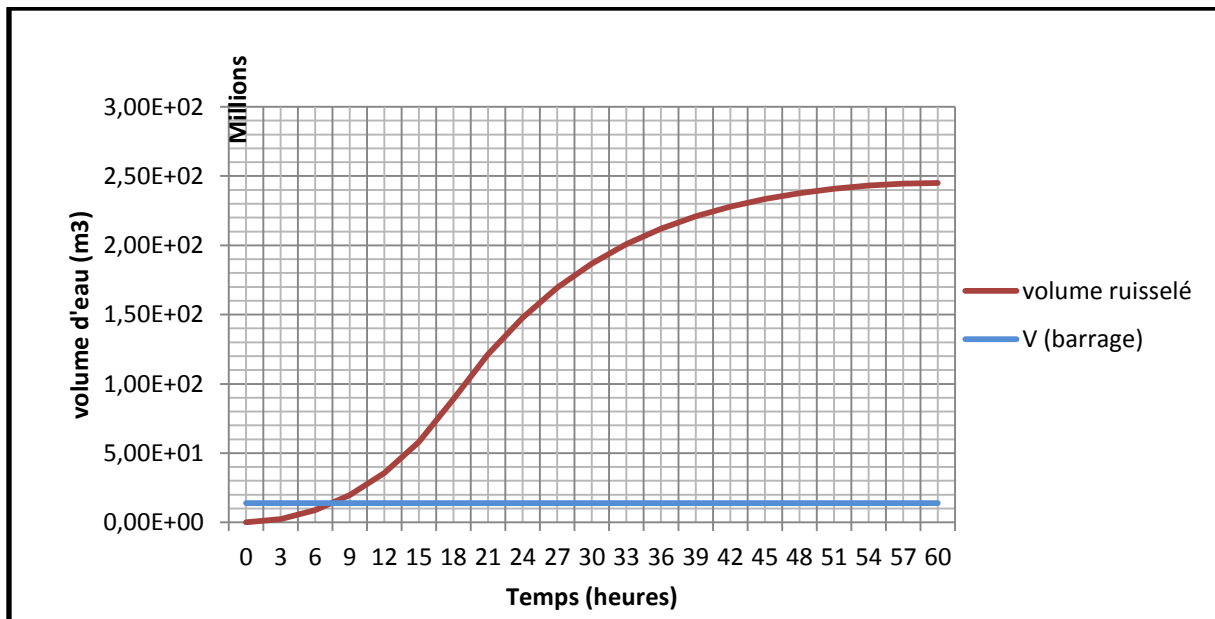


Figure IV.7: Le volume ruisselé et capacité du barrage

Dans le graphe des volumes, on peut remarquer que le volume des hautes eaux (14,7 millions de m³) est atteint après huit heures (8 h) du début du ruissellement, ce qui correspond à un débit de 1100 m³/s. Ce point qui correspond à 8 heures est situé dans la courbe de crue, et la décrue est entamer après 18 heures, l'instant dont le débit atteint son débit de pointe de 3300 m³/s.

Donc après le remplissage du barrage après 18 heures de ruissellement, le barrage ne peut plus stocker l'eau d'avantage, et le surplus est évacuer par l'évacuateur de crue.

Cependant, le débit augmente jusqu'à atteindre le débit de pointe, et c'est à l'évacuateur de crue de faire passer. Bref, l'évacuateur de crue doit permettre d'évacuer un débit de 3300 m³/s.

Toutefois, le calcul effectué sur l'évacuateur de crue actuel indique que le volume maximal que l'évacuateur de crue peut véhiculer est de 800 m³/s.

Conclusion :

L'évacuateur de crue ne peut pas évacuer le débit calculé par cette méthode.

IV.7) Conclusion

D'après les méthodes utilisées pour le calcul de la capacité de l'évacuateur de crue et du débit que l'évacuateur doit passer, on a conclu que l'évacuateur est incapable d'éliminer ce débit.

Ceci veut dire que l'excès d'eau -qui est évacuer d'une manière ou d'une autre- ne passe pas par l'évacuateur seulement, donc il va déborder au-dessus de la crête du barrage. Et cela est très dangereux pour les barrages en remblai.

Alors, finalement, dans ce contexte des faits, on peut dire que le barrage présente une possibilité de rupture.

Chapitre V: Modélisation mathématique des ondes de rupture de barrage

V.1) Introduction

La délimitation des zones à risques, suite à une probable rupture de barrage, constitue la fin de l'étude du phénomène de propagation de l'onde de submersion. L'étude hydrodynamique de ce phénomène est à la base de la compréhension de son déroulement, et la pièce maîtresse de l'élaboration d'un modèle mathématique. Ce modèle représente un outil fondamental d'évaluation du risque et d'aide à la décision, afin de protéger les vies humaines et les biens matériels d'une éventuelle rupture.

Dans ce chapitre, on va illustrer les relations physiques, et plus précisément hydrodynamique qui régissent l'écoulement des ondes de rupture de barrage, pour aboutir à un modèle mathématique qui va servir à reproduire le phénomène à l'aide d'une simulation.

Les équations de base de la résolution de notre problème sont les équations de Navier-Stokes. Cependant, du fait de la complexité de cette équation, on opte pour une nouvelle approche de modélisation qui s'appelle la méthode de lattice Boltzmann.

V.2) Présentation des méthodes de calculs de l'onde de rupture

Quelques considérations techniques sont prises en compte pour la modélisation et la simulation de l'onde de rupture d'un barrage, ces considérations sont faites afin d'établir une référence qui nous aide à développer l'étude de ce sujet. La description du phénomène est l'une des étapes de l'étude, et la modélisation mathématique et l'autre étape de l'étude.

V.2.1) Description du phénomène

La description du phénomène de rupture de barrage aboutit à une division de la zone d'étude en trois (03) zones, à savoir :

- Le barrage

Le barrage est considéré comme le point de départ de l'étude, car c'est la rupture du barrage qui donne naissance à l'onde de submersion. Toutefois, en fonction du mode de rupture, l'effacement de l'ouvrage est en effet plus au moins rapide. De manière générale, le barrage en béton ou en maçonnerie s'effacera beaucoup plus rapidement qu'un barrage en remblai.

Quelques simplifications ont été prises pour modéliser le phénomène. Pour le mode de rupture brutale, le phénomène est simulé comme si le barrage s'effaçait instantanément, et l'eau s'écoule brusquement et entièrement du réservoir (ou retenue) vers la vallée à son aval, et ce type de rupture est souvent utilisé pour modéliser la rupture d'un barrage rigide (béton, maçonnerie,...). Cependant, pour les barrages en remblai, une rupture progressive est généralement envisagée, et la modélisation considère l'ouverture d'une brèche dans le corps du barrage.

- La retenue (l'amont du barrage)

Généralement, la rupture de barrage est la conséquence d'une crue, où l'eau emmagasinée dans la retenue, arrive à son niveau maximum, et exerce des efforts sur le corps du barrage qui finira par céder. La rupture se traduit par une descente plus ou

moins rapide du plan d'eau, qui peut dans les cas extrêmes avoir des conséquences sur la stabilité des versants.

- La vallée en aval

A l'aval des barrages, les conséquences peuvent être très dommageables. Suite à une rupture, un front d'eau qui peut atteindre plusieurs dizaines de mètres de hauteur se déplace à une grande vitesse qui peut atteindre 50 km/h en balayant le fond de la vallée. A proximité du barrage, la majorité des ouvrages, en travers de la vallée, ne résistent plus au choc occasionné par l'impact de l'eau. Le flot peut, en outre, véhiculer des blocs issus du barrage ainsi que la terre arrachée au fond de la vallée au pied du barrage. Au fur et à mesure que le front progresse, sa vitesse et sa hauteur diminuent et l'effet de choc devient de plus en plus faible. Le dépôt des matériaux charriés s'effectue entraînant par fois des dégâts bien plus importants que la simple submersion. On notera qu'un resserrement de la vallée ou l'existence d'un ouvrage en travers qui résiste quelque temps avant de se rompre peut être à l'origine d'une nouvelle augmentation de hauteur et d'un regain de l'érosion. (Paquier, 1993, 1995 et 2002).

Les barrages en remblai, qui subissent une rupture progressive, génèrent plus de charge solide que les barrages rigides, car le matériau du corps du barrage en remblai susceptible à être emporté est plus élevé.

V.2.2) Généralités sur les ondes de submersion

On appelle onde de submersion, une onde matérielle qui se propage dans un milieu en le déformant. La propagation se fait dans ce cas par la transmission du mouvement par les molécules constituant du milieu de propagation.

Il existe différents types d'ondes matérielle dans le milieu physique, comme : ondes de gravité, ondes capillaires, onde sismique.

On s'intéresse dans cette étude à l'écoulement d'un fluide avec une onde (ici le cas de la rupture d'un barrage).

Dans un canal, un écoulement non uniforme dans le temps se manifeste par une onde de gravité à la surface libre. La théorie hydrodynamique, pour les ondes de faible amplitude, donne pour la vitesse apparente de propagation, également appelée célérité d'une intumescence :

$$c^2 = \frac{gL}{2\pi} \operatorname{tg} \left(h \frac{2\pi}{L} \right) \quad (\text{V-1})$$

Où, h : la profondeur d'eau.

L : longueur d'onde.

Dans le cas où la célérité d'onde ne dépend pas de la hauteur d'onde, h, la formule (3.1) se réduit alors à :

- Pour les ondes courtes ou ondes de grande profondeur, c on a :

$$c^2 = \frac{gL}{2\pi} \quad (\text{V-2})$$

- Pour les ondes longues ou ondes de faible profondeur, ($L/h \gg 1$), on a :

$$c^2 = gh \quad (V-3)$$

- Pour une section quelconque, on a :

$$c^2 = gD_h \quad (V-4)$$

La formule (3.1) a été démontrée par Lagrange pour un canal rempli d'eau au repos.

Elle reste aussi valable pour le cas où l'eau est plus ou moins au mouvement ; l'onde se superpose à ce courant.

La célérité absolue d'onde, C_w , pour un écoulement dans un canal ayant une vitesse moyenne, V , est :

$$C_w = V + \sqrt{gD_h} = V + C \quad (V-5)$$

Pour un canal de section rectangulaire :

$$C_w = V - \sqrt{gD_h} = V - C \quad (V-6)$$

La vitesse absolue C_w , qui est la vitesse par rapport au sol, a évidemment deux valeurs :

$$C'_w = V + C \quad (V-7)$$

$$C''_w = V - C \quad (V-8)$$

De ce fait, on distingue trois cas :

1. $V < C$: l'onde avec la célérité, C'_w , se propage vers l'aval et l'onde avec la célérité, C''_w , se propage vers l'amont, c'est le régime fluvial.

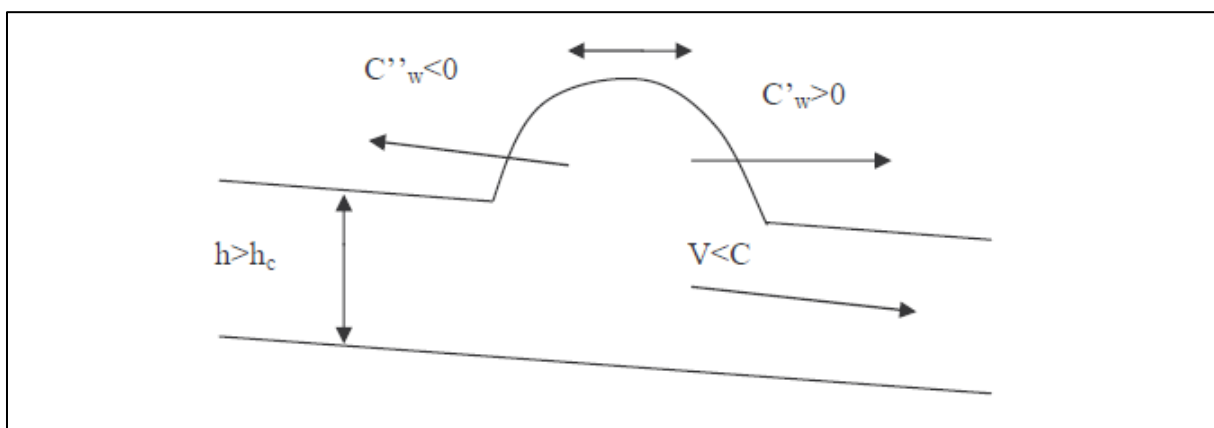


Figure V.1: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas fluvial)

2. $V > C$: les deux ondes se propagent vers l'aval, c'est le régime torrentiel.

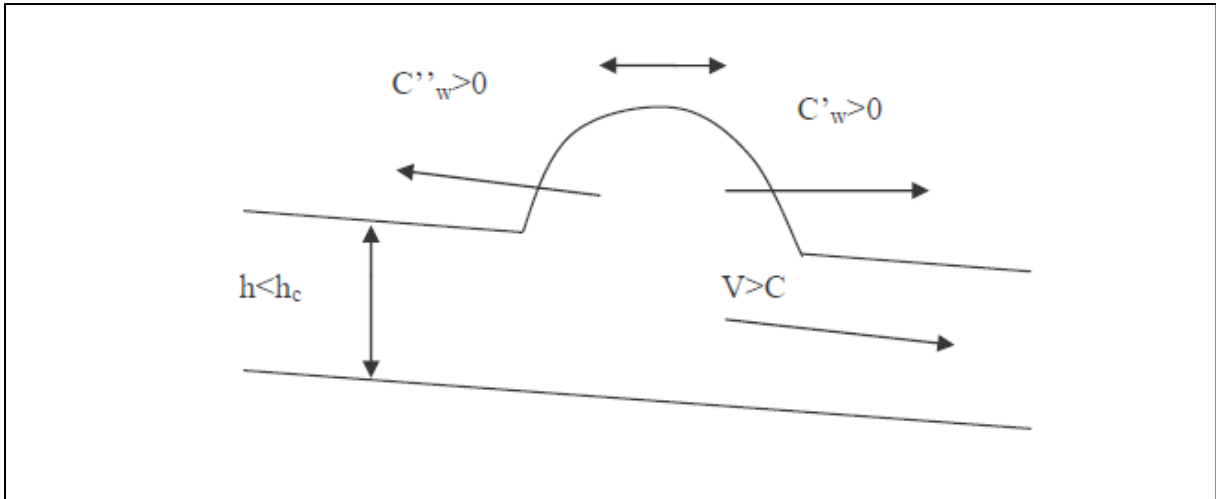


Figure V.2: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas torrentiel)

3. Dans le cas où la vitesse de courant, V , et la célérité d'onde, C , sont égales, ($v=C$), et on a le régime critique.

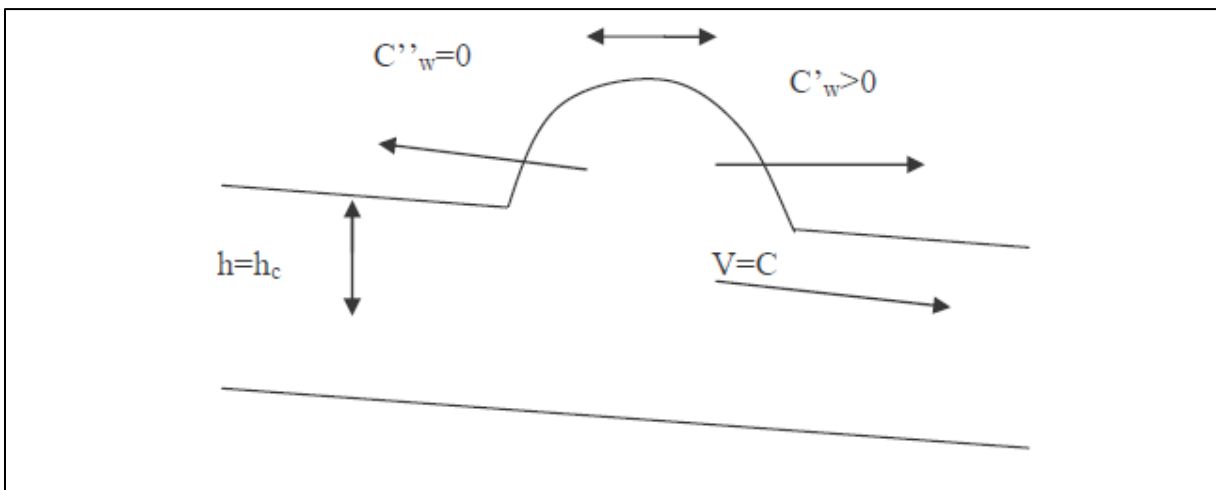


Figure V.3: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas critique)

L'autre phénomène qui concerne la propagation d'ondes, et l'interférence entre les ondes. Lorsque deux ondes se rencontrent, interférence apparaît, et elle est classifiée en trois (03) catégories :

- **Constructive** : les ondes en phase s'ajoutent.
- **Destructive** : les ondes en opposition de phase résultante est une différence de celles-ci.
- **Combinaison** des deux premières.

De plus, il existe d'autres phénomènes qui interviennent pour changer la direction de l'onde, comme :

- **La réfraction** : qui est produite lorsque le front d'onde incident (sur une plage par exemple) ressent les effets de diminution de la profondeur. On observe une diminution de la vitesse.

L'onde change de direction, le front devient parallèle à la côte.

- **Réflexion** : lorsque l'onde se heurte à un obstacle.
- **diffraction** : lorsqu'un obstacle n'arrête qu'une partie du front de l'onde, le fluide contourne l'ouvrage. Les ondes diffractées tendent à s'annihiler et à se renforcer mutuellement.

V.2.3) Modélisation de la rupture

Au cours du siècle dernier, pas mal d'études ont été menés pour obtenir un modèle qui décrit le phénomène de rupture de barrage. En tous cas, tous ces modèles sont basés sur la modélisation de l'écoulement du fluide, donc, ils sont basés sur les lois l'hydrodynamique afin de donner le plus de détails sur le déroulement du phénomène.

Cependant, la majorité des modèles sont fondés sur les équations de Saint-Venant, qui sont extraite des équations de Navier-Stokes. Ces équations suivent une approche déterministe, et du fait de leur complexité et de la non-linéarité, souvent on fait référence à la résolution numérique. Et même la solution numérique est établie en se référant à pas mal d'hypothèses qui simplifient les calculs.

Cependant, une autre approche est utilisé pour l'étude des ondes de rupture de barrage, cette approche est relativement nouvelle, et elle peut être considéré comme une autre méthode de modélisation des écoulement des fluides, alternative à celle de Navier-Stokes, elle est d'une approche statistique, et elle est basée sur une relation de résolution linéaire, ce qui simplifie plus les calculs, et cette méthode s'appelle méthode de Lattice Boltzmann.

Mais, cela n'empêche pas à présenter une indication sur la méthode de Saint-Venant pour la résolution du problème de la rupture de barrage.

2.3.1) Les équations de Navier-Stokes

Loi de comportement newtonienne

La plupart des fluides de notre environnement (eau, air, huile, etc.) sont dits *newtoniens* car leur loi de comportement suit la loi de Newton. D'autres fluides ne suivent pas cette loi et on les dit *non newtoniens*. La boue ou la peinture par exemple sont des fluides non newtoniens. La relation la plus simple que l'on puisse imaginer entre Σ et \mathbf{D} est une relation linéaire. La loi expérimentale de Newton invite à écrire :

$$\Sigma = -p\mathbf{1} + 2\mu\mathbf{D} \text{ ou bien } \mathbf{T} = 2\mu\mathbf{D} \quad (\text{V-9})$$

Où μ est la viscosité dynamique [Pa.s]. On appelle cette relation la *loi de comportement newtonienne*. Lorsqu'on injecte cette forme de loi de comportement dans les équations de conservation de la quantité de mouvement, on obtient les *équations dites de Navier-Stokes*.

Les équations de Navier-Stokes sous forme tensorielle :

$$\rho \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \nabla \mathbf{u} = \rho \mathbf{g} - \nabla p + 2\mu \nabla \cdot \mathbf{D} \quad (\text{V-10})$$

Avec \mathbf{D} le tenseur des taux de déformation (partie symétrique du gradient de vitesse $\nabla \mathbf{u}$), il faut compléter ce système par l'équation de continuité qui, pour un fluide incompressible, prend la forme :

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (\text{V-11})$$

Pour aboutir aux équations complètes du mouvement.

Les équations de Navier-Stokes forment un jeu d'équations dites « fermées » car il y a autant de variables (ou d'inconnues) que d'équations. Pour utiliser ces équations pour résoudre un problème pratique, il faut des équations supplémentaires, qui fournissent les conditions initiales et aux limites.

2.3.2) Les équations de Saint-Venant

Les équations de Saint-Venant, publiées en 1871, occupent jusqu'aujourd'hui une place importante dans les études en hydraulique maritime et fluviale ainsi que la propagation de l'onde rupture de barrage.

Les équations de Saint-Venant sont une forme intégrée (intégration selon la hauteur) des équations de Navier-Stokes. Elles permettent de calculer les hauteurs d'eau et vitesses moyennes le long de la direction d'écoulement en fonction du temps. Elles ne sont applicables qu'en régime graduellement varié. Cette intégration est établie avec les hypothèses suivantes :

- hypothèse de pression hydrostatique ;
- hypothèse de l'imperméabilité du fond et de la surface libre ;
- la pente du fond est faible vis-à-vis la profondeur d'eau ;
- la composante verticale de la vitesse ainsi que ses variations (spatiales et temporelles) sont faibles ;
- la répartition des vitesses est supposée uniforme sur une verticale ; autrement dit, la vitesse calculée sera la vitesse moyenne d'une colonne d'eau ;
- le lit est fixe (pas de transport solide, pas d'érosion, pas de dépôt) ;
- le fluide est incompressible ;

Et pour le cas de rupture de barrage, soit pour la propagation de l'onde, quelques hypothèses supplémentaires sont ajoutées :

- l'effet de la force de Coriolis est négligeable ;
- les contraintes tangentielles au fond du canal sont prépondérantes sur les autres ;
- l'effet de l'entraînement d'air n'est pas pris en considération ;
- le coefficient de résistance aux frottements pour l'écoulement non permanent peut être représenté globalement par les formules de la résistance du même type que celles qui sont valables dans l'écoulement permanent (formule de Chézy ou Manning).

Les équations de Saint-Venant pour un écoulement monodimensionnel se décomposent comme suit :

✓ **Equation de conservation de la masse**

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A+A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (V-12)$$

✓ **Equation de conservation de la quantité de mouvement**

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial t} + S_f \right) = 0 \quad (V-13)$$

Q : le débit ; h : l'élévation du plan d'eau ; A : l'aire de la section mouillée active ; A₀ : l'aire de la section mouillée inactive du cours d'eau ; x : la distance moyenne du chemin du cours d'eau ; t : le temps ; β : coefficient de la quantité de mouvement pour la répartition de la vitesse ; S_f : la pente des frottements est égale :

$$S_f = \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^{4/3}} \quad (V-14)$$

Avec : n : coefficient de Manning ; R : rayon hydraulique.

Plusieurs simplifications de l'équation pour de Saint-Venant peuvent être établies selon le cas étudié.

Et pour la présente étude, on se sert de l'autre approche, qui est la méthode de Lattice Boltzmann, pour résoudre le problème de l'onde de rupture de barrage et établir une simulation de rupture pour le cas étudié.

V.3) Méthode Lattice Boltzmann (LBM)

V.3.1) Introduction

La délimitation des zones à risques, suite à une probable rupture de barrage, constitue la fin de l'étude du phénomène de propagation de l'onde de submersion. L'étude hydrodynamique de ce phénomène est à la base de la compréhension de son déroulement, et la pièce maîtresse de l'élaboration d'un modèle mathématique. Ce modèle représente un outil fondamental d'évaluation du risque et d'aide à la décision, afin de protéger les vies humaines et les biens matériels d'une éventuelle rupture.

Dans ce chapitre, on va illustrer les relations physiques, et plus précisément hydrodynamique qui régissent l'écoulement des ondes de rupture de barrage, pour aboutir à un modèle mathématique qui va servir à reproduire le phénomène à l'aide d'une simulation.

Les équations de base de la résolution de notre problème sont les équations de Navier-Stokes. Cependant, du fait de la complexité de cette équation, on opte pour une nouvelle approche de modélisation qui s'appelle la méthode de lattice Boltzmann.

V.3.2) Définition

La méthode de Lattice Boltzmann est une simulation mésoscopique pour les systèmes de fluides complexes. Les modèles de lattice Boltzmann (LBM modèles) ont une remarquable capacité à simuler fluides simples et multiphasiques. Une riche variété de comportements, y compris les écoulements non permanents, la séparation de phase, l'évaporation, la condensation, la cavitation, soluté et le transport de la chaleur, et la flottabilité, et les interactions avec les surfaces peuvent être facilement simulées.

Les modèles Lattice Boltzmann peuvent servir comme exceptionnels laboratoires numériques pour un grand nombre de procédés physiques et physico-chimiques. La capacité de sonder les simulations dans le détail de la densité et de gradients de pression, par exemple, et ils nous ont conduits à une plus profonde compréhension de nombreux phénomènes que nous aurions obtenu autrement.

Pour cette méthode, le fluide est modélisé sous forme de particules fictives, comme ils se propagent et se heurtent entre elles dans un domaine de réseau discret avec des pas de temps discrets. Les équations macroscopiques du milieu continu peuvent être obtenues à partir de cette propagation de collision dynamique grâce à une analyse mathématique. La nature des particules et des dynamiques locales offrent également des avantages pour les frontières complexes, multiphasiques / flux de multi composants, et pour le calcul parallèle.

V.3.3) Vue d'ensemble

La méthode de Lattice Boltzmann (LBM) est relativement une nouvelle technique de simulation pour les systèmes de fluides complexes qui a suscité un grand intérêt de la part des chercheurs en physique computationnelle. Contrairement au calcul traditionnel dynamique des fluides (CFD : computational fluid dynamics), qui résout numériquement la conservation équations de propriétés macroscopiques (i. e. la masse, mouvement et d'énergie), dans les modèles de la LBM, le fluide constitué de particules fictives, et ces particules effectuent consécutivement une propagation et des processus de collision au cours d'une discrète maille de treillis. En raison de sa nature particulière et sa dynamique locales, la méthode LBM a plusieurs avantages par rapport aux méthodes CFD conventionnelles, en particulier dans le traitement des frontières complexes, incorporation des interactions microscopiques, et pour le parallèlement du calcul.

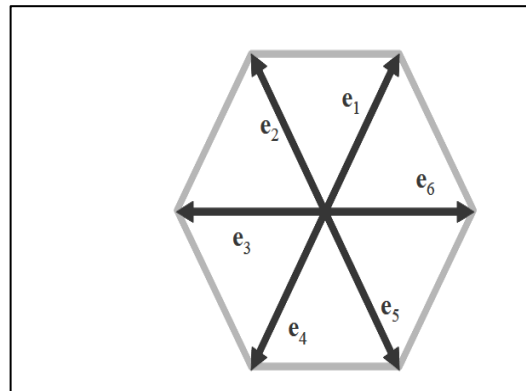


Figure V.4: Les vecteurs unitaires de vitesse dans le modèle FHP

Historiquement, la LBM originaire de lattice automates de gaz (LGA), ce qui peut être considéré comme une version simplifiée, fictive la dynamique moléculaire dans laquelle l'espace, le temps et les vitesses de particules sont tous considérés discrets. Chaque nœud du réseau est raccordé à ses voisins, par exemple, six vitesses en treillis d'une FHP hexagonale (Frisch-Hasslacher-Pomeau) modèle. Il peut s'agir d'une ou zéro particule dans un nœud mobile le long d'une direction du réseau. Après un intervalle de temps, chaque particule se déplace alors vers le nœud voisin dans sa direction, et ce processus est appelé **la propagation**.

Quand il y a plus d'une particule arrivant au niveau du même nœud à partir des directions différentes, elles entrent en **collision** et changent leur direction en fonction d'un ensemble de règles collision. De bonnes règles de collision devraient conserver la particule (masse), la quantité de mouvement et l'énergie avant et après la collision. Toutefois, il a également été constaté que les LGA souffrent de plusieurs défauts natifs, y compris le manque de l'invariance galiléenne, la présence de bruit statistique, et absence de complexité exponentielle en treillis à trois dimensions.

La motivation principale de la transition de la LGA vers LBM était le désir d'éliminer le bruit statistique en remplaçant le nombre de particules booléennes dans une direction du réseau avec ses moyennes d'ensemble, c'est la fonction dite de la densité de distribution. Suite à ce remplacement, les règles de collision discrète doivent également être modifiées en fonction continue - L'opérateur de collision. Dans le développement LBM, une simplification importante est de se rapprocher de l'opérateur de collision avec le Bhatnagar-Gross-Krook (BGK) relaxation terme. Ce modèle réseau BGK (LBGK) permet des simulations plus efficaces et permet la flexibilité des coefficients de transport. D'autre part, il a été démontré que le système LBM peut également être considéré comme un cas particulier de la forme discrétisée de l'équation de Boltzmann continue.

Grâce à une analyse de Chapman-Enskog, on peut récupérer la continuité et les équations de Navier-Stokes à partir de l'algorithme LBM. En outre, le champ de pression est également disponible directement à partir des distributions de densité et il n'y a donc pas d'équation de Poisson supplémentaire à résoudre comme dans les méthodes traditionnelles de CFD. La Simulation des écoulements multiphasiques / multi composants a toujours été un défi pour CFD classique en raison de la mobilité et déformabilité des interfaces. Plus fondamentalement, les interfaces entre deux phases (par exemple, l'huile et eau) proviennent des interactions spécifiques entre les molécules différentes. Par conséquent, il est difficile de mettre en œuvre ces interactions microscopiques dans les Équations de Navier-Stokes macroscopiques. Cependant, LBM, une cinétique des particules relativement facile et cohérente permet d'intégrer les interactions microscopiques sous-jacentes en modifiant l'opérateur de collision. Plusieurs modèles LBM multiphasiques / multi-composant ont été développés. La séparation de phases peut être générée automatiquement de la dynamique des particules et aucun traitement spécial n'est nécessaire pour manipuler les interfaces traditionnelles comme dans les méthodes CFD. Des applications réussies de la multiphasique / multi-modèles LBM peuvent être trouvées dans différents systèmes de fluides complexes, notamment l'instabilité d'interface, la dynamique bulles / gouttelette de mouillage sur des surfaces solides, le glissement interfacial, et les déformations des gouttelettes électrohydrodynamique.

Malgré la popularité croissante des LBM dans la simulation systèmes de fluides complexes, il faut aussi être conscient des limites de cette approche novatrice. À l'heure actuelle, les écoulements à haut nombre de Mach de l'aérodynamique sont encore difficiles pour les LBM, et un système thermo-hydrodynamique cohérent est absent. Pour les modèles multiphasiques / multicomposant, l'épaisseur de l'interface est généralement de grande taille et le rapport de densité à travers l'interface ne peut être que faible par rapport aux fluides réels. Néanmoins, les applications et les progrès de cette méthode au cours des 20 dernières années ont prouvé son potentiel en physique numérique, y compris la microfluidique.

V.3.4) Méthodologie de base

3.4.1) L'idée de base des modèles de lattice gas cellular automata et de lattice Boltzmann

Les modèles de lattice-gas cellular automata (LGCA) et de Lattice Boltzmann sont des méthodes de simulation de l'écoulement des fluides qui sont distinctes des méthodes de dynamique moléculaire et de ceux basées de la discrétisation des équations différentielles partielles (différences finis, volumes finis, éléments finis, méthodes spectrales).

(a) *Les équations de Navier-Stokes*

L'écoulement des fluides incompressibles peut être décrit par l'équation de Navier-Stokes comme suit :

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + (\mathbf{u} \nabla) \mathbf{u} = -\nabla P + \nu \nabla^2 \mathbf{u} \quad (\text{V-15})$$

En partant du fait que :

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad ^1 \quad (\text{V-16})$$

Avec ∇ est l'opérateur nabla, \mathbf{u} : la vitesse de l'écoulement, $P = p/\rho_0$: la pression cinématique, p : la pression, ρ_0 : la masse volumique constante et ν : la viscosité cinématique. Les fluides sont caractérisés par leurs valeurs spécifiques de masse volumique et de viscosité.

L'écoulement incompressible de ces fluides respecte à l'équation de Navier-Stokes citées ci-dessus, cependant les interactions microscopiques sont totalement différentes (en comparant les fluides et les liquides). Les équations de Navier-Stokes ne sont pas linéaires au niveau de la vitesse, ce qui empêche la résolution analytique de l'équation seulement si on opte pour des cas bien spécifiques. D'une autre part, le terme de l'advection non linéaire est très intéressant parce qu'il est responsable de plusieurs phénomènes importants comme les "solitons" (les ondes non linéaires), le vortex de Von Karman, ou la turbulence.

Le nombre de Reynolds et la similitude dynamique : les écoulements avec de faibles vitesses sont réguliers et ils sont dits laminaires. A de très grandes vitesses ils deviennent turbulents. La transition du laminaire au turbulent ne dépend pas que de la vitesse. Si on considère un écoulement qui passe par un obstacle, par exemple une sphère, un cylindre ou une plaque. Quelles sont les échelles caractéristiques de l'écoulement ? Evidemment le champ de l'écoulement va être dépendant de la vitesse 'non-perturbée' à l'amont de l'obstacle U , et de la taille linéaire de l'obstacle. Le fluide est caractérisé par sa viscosité cinématique ν . Les trois paramètres U , L et ν ont les dimensions suivantes [longueur temps⁻¹], [longueur] et [longueur² temps⁻¹]. Il est facilement observable qu'à partir de ces trois paramètres on peut former un nombre adimensionnel, à savoir le nombre de Reynolds :

$$R_e = UL/\nu \quad (\text{V-17})$$

¹. Cette équation est obtenue à partir de l'équation de continuité

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0$$

En posant $\rho = \text{constant}$.

Les paramètres U et L peuvent être utilisés pour rendre toutes les quantités de l'équation de Navier-Stokes adimensionnelles : $u'=u/U$, $x'=x/L$, $\nabla' = \nabla/L$, $\nabla'^2 = L^2 \nabla^2$, $t' = t.U/L$ (l'échelle du temps d'advection L/U est le temps pour que l'écoulement non-perturbé passe la taille linéaire de l'obstacle), $P'=P/U^2$ (la pression cinématique a la dimension de l'énergie sur la masse). On intègre les relations ci-dessus dans l'équation de Navier-Stokes, on va aboutir à :

$$\frac{\partial u'}{\partial t'} \frac{U^2}{L} + (u' \nabla') u' \frac{U^2}{L} = -\nabla' P' \frac{U^2}{L} + \nu \nabla'^2 u' \frac{U}{L^2} \quad (V-18)$$

Et après la division par U^2/L , on aura :

$$\frac{\partial u'}{\partial t'} + (u' \nabla') u' = -\nabla' P' + \frac{1}{Re} \nabla'^2 u' \quad (V-19)$$

Les équations de Navier-Stokes adimensionnelles ne contiennent aucune échelle et contiennent une seule quantité adimensionnelle, c'est-à-dire le nombre de Reynolds. Donc pour un écoulement donné, la vitesse à l'échelle d'un écoulement stationnaire ne dépendrait que des coordonnées de l'échelle spatiale et du nombre de Reynolds :

$$u' = \frac{u}{U} = f_u \left(\frac{x}{L}, Re \right) \quad (V-20)$$

Où la fonction f_u dépend de la géométrie du problème (type de l'écoulement). La même chose est vraie pour la pression relative :

$$P' = \frac{P}{U^2} = f_P \left(\frac{x}{L}, Re \right) \quad (V-21)$$

Ainsi pour tous les écoulements du même type mais pour des valeurs différentes de U , L et ν sont décrits par une et par la même solution non-dimensionnelle (u' , P') si leurs nombre de Reynolds sont égaux. Les écoulements de ce genre sont dits dynamiquement similaires.

La valeur du nombre de Reynolds donne une estimation de l'importance relative des forces non-visqueuses et visqueuses. Le gradient des pressions joue habituellement un rôle passif, en étant désigné dans l'écoulement comme une conséquence du mouvement de la frontière rigide ou de l'existence de contraintes de frottement.

Ainsi l'écoulement peut être caractérisé par les grandeurs des forces d'advection ou visqueuses :

$$\frac{|(u \nabla) u|}{|\nu \nabla^2 u|} \approx \frac{U^2/L}{\nu U/L^2} = \frac{U.L}{\nu} = Re \quad (V-22)$$

Les écoulements avec de valeurs de Reynolds ($Re \ll 1$) sont laminaire, les vortex de Von Karman sont observés à des valeurs intermédiaire ($Re \approx 100$) et les écoulements turbulents arrivent à ($Re \gg 1$). En réalité, la caractérisation des écoulements par le nombre de Reynolds et les lois de similarité dynamique sont reconnus pour la première fois par Stokes (1853) et Reynolds (1883).

La loi de la similarité dynamique établit le lien entre l'écoulement dans le monde réel où la longueur est mesurée en mètres et la simulation de ces écoulements par les modèles de Lattice gas cellular automata et de Lattice Boltzmann dans un réseau avec grille unitaire de longueur

et unité du treillis de vitesse. Dans ces modèles, la viscosité est une quantité adimensionnelle parce qu'elle est exprimée par des unités de grille de longueur et de vitesse. Ces écoulements adimensionnels dans le réseau sont similaires aux écoulements réels quand leur nombre de Reynolds sont égaux.

(b) *L'idée de base*

C'est le fait de considérer que les différentes interactions microscopiques peuvent aboutir aux équations macroscopiques est le point de commencement du développement de LGCA. Après avoir pris les gaz réels ou les liquide réels, on considère aussi que des micro-mondes artificiels de particules 'vivant' dans les réseaux avec des interactions qui conservent la masse et la quantité de mouvement. La microdynamique de tels micro-mondes artificiels de particules doivent être aussi simple pour qu'ils soient exécutés par les ordinateurs. La microdynamique consiste en une répétition de propagation et collision. Les densités de la masse et de la quantité de mouvement sont calculés par la méthode 'coarse graining' (c'est le calcul des valeurs moyennes sur de vaste régions spatiales avec de centaines de milliers de nœuds).

Après les travaux de Hardy, Pazzis et Pomeau en 1973, le modèle HPP est proposé, mais ce n'est qu'au 1986 que Frisch, Hasslacher et Pomeau découvrent la troisième condition essentiel en addition à la conservation de la masse et de la quantité de mouvement, qui est : le réseau doit posséder une symétrie suffisante afin d'assurer l'isotropie d'un tenseur de quatrième rang formé par les vitesses du réseau.

La découverte de Frisch, Hasslacher et Pomeau a commencé une avalanche de modèles LGCA.

Les modèles de Lattice Boltzmann ont été basés au début sur les LGCA en utilisant les mêmes mailles et en appliquant les mêmes règles collisions. A la place des particules, les LBMs utilisent des fonctions de distribution continues qui interagissent localement (uniquement les distributions dans un seul nœud sont impliquées) et qui propagent après collision au nœud voisin. Désormais, Coarse graining n'est pas nécessaire. Au début, cela est considéré comme le principal avantage des LBMs en les comparant avec LGCA. L'étape suivante dans le développement était la simplification des opérateurs de collision et le choix des différentes fonctions de distribution. Cela donne plus de flexibilité aux LBMs, elle aboutit à l'équation invariante macroscopique de Galilei sans échelle de temps, et permet de d'ajuster la viscosité. Dernièrement les LBMs utilisant un système de coordonnées curviligne ont été proposés.

3.4.2) La lattice gas automata : origines de la méthode lattice Boltzmann

Avant de présenter les modèles Lattice Boltzmann, quelques lignes peuvent être accordées à ses ancêtres : la méthode lattice gas automata.

Les automates cellulaires de gas sur réseau (LGCA : lattice gas cellular automaton) constituent la base de la méthode lattice Boltzmann. On doit parler des LGCA pour un intérêt historique d'un côté, et pour comprendre les fondements et l'approche qui forment la base des LBM de l'autre.

Tout simplement, le terme Lattice Gas Automata (LGA) décrit cet outil le meilleur possible. Il réalise la dynamique des particules en collision entre elles dans un univers espace-temps complètement discret. Premièrement, Lattice implique que l'on travaille dans un treillis qui est de d-dimension et qui est habituellement régulier. Deuxièmement, Gas suppose qu'un gaz qui évolue dans le réseau. Le gaz est réellement représenté par des particules booléennes, i.e. dans chaque nœud, on a présence ou absence de la particule. Troisièmement, Automata

indique que le gaz se déplace en suivant un ensemble de règles, ces règles sont principalement introduites pour conserver la masse (le nombre de particules) et la quantité de mouvement (le produit de la masse de la particule par la vitesse de cette particule).

Le système évolue dans des pas de temps discrets. L'état de chaque particule est défini par son état et l'état des particules avoisinantes à l'instant précédent.

Plus formellement, le treillis (lattice) est un ensemble de sites interconnectés ensemble par des liaisons. Leur longueur est égale à Δr (c'est la distance entre les mailles) pour des liaisons régulières, et en fonction du treillis, elles sont égales à $\sqrt{2}\Delta r$ ou $\sqrt{3}\Delta r$ pour les liaisons diagonales plus longues. Le treillis est peuplé par des particules fictives. La figure V.5 représente les treillis usuels.

On admet que le comportement macroscopique d'un fluide ne dépend pas directement des du comportement microscopique détaillé. Ainsi chaque système qui satisfait l'équation de la continuité (conservation de la masse) et les équations de Navier Stokes peut être pris comme modèle du comportement du fluide, le détail du comportement microscopique n'est pas important.

Les lois de conservation sont imposées pour reproduire le comportement hydrodynamique, c'est-à-dire les équations de Navier-Stokes.

Cette approche (LGCA) est avantageuse parce qu'elle est facile à être introduite et exécuter facilement et efficacement dans la machine.

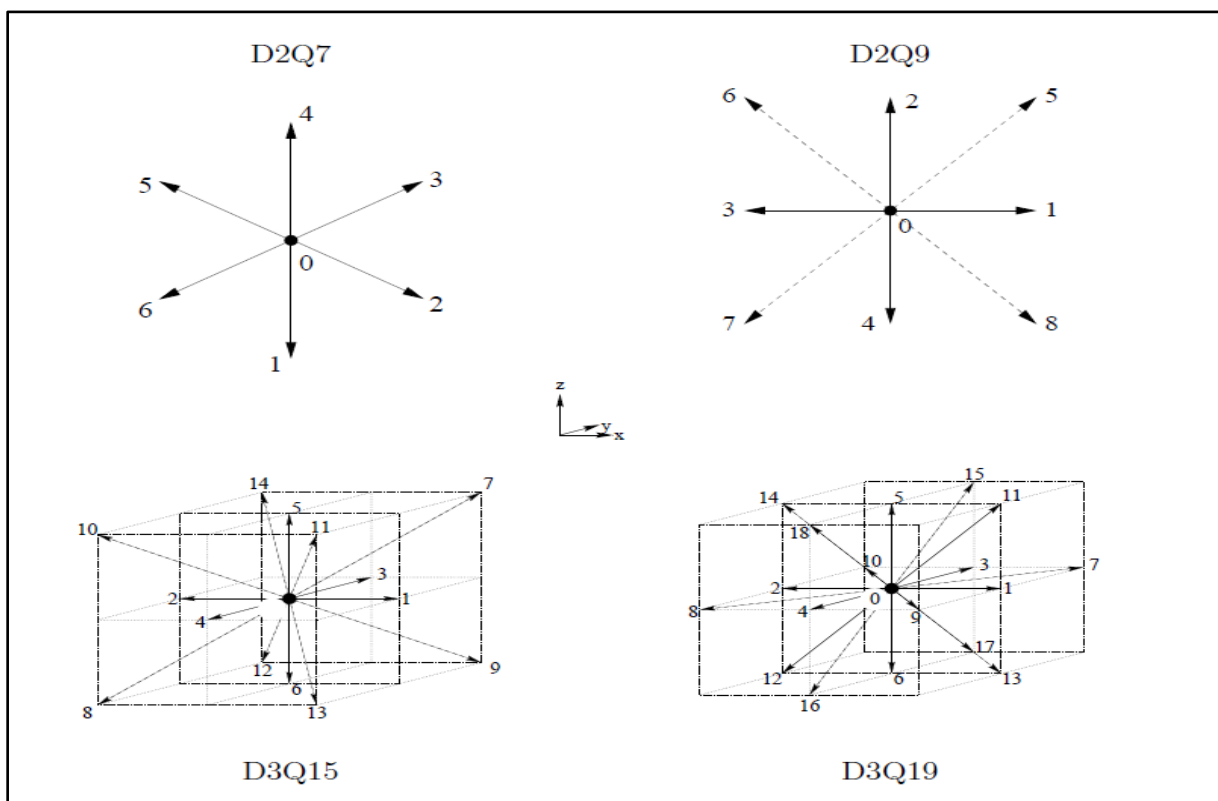


Figure V.5 : Schéma des treillis plus courants. Les directions i correspondent aux vecteurs de vitesse v_i

3.4.3) Le cadre des modèles Lattice Boltzmann

La méthode Lattice Boltzmann est le résultat du développement des modèles lattice gas cellular automata. Cette dernière a commencé d'aboutir à la simulation des fluides, cependant plusieurs problèmes persistent et diminuent considérablement l'efficacité de la méthode et sa précision. Et on peut citer le bruit qui est inhérent des modèles à gaz, et cela est dû au nombre limité de site sur lequel la moyenne peut occuper pour calculer les variables macroscopiques ρ et ρu . L'autre problème est le nombre de cas qu'on doit prendre en compte pour la collision. L'invariance Galiléenne est l'inconvénient capital de des LGCA, il peut être surmonté par l'utilisation d'une technique d'échelle pour un fluide simulé avec un long changement de densité. La dépendance de la densité des coefficients de transport est l'autre caractéristique qui restreint l'utilisation de ces modèles pour des variations lentes de densité.

Le problème du bruit des LGCA est éliminé par l'introduction du premier modèle de Boltzmann qui remplace les variables booléenne du réseau $n_i(r,t)$ par leur quantité moyenne $f_i(r,t)$ où $f_i(r,t) = \langle n_i(r,t) \rangle$ les fonctions de distributions $f_i(r,t)$ deviennent des fonctions réelles telle que $0 < f_i(r,t) < 1$.

Les modèles Lattice Boltzmann (LBM) simplifient considérablement la vue conceptuelle de Boltzmann en réduisant le nombre de positions spatiales possibles de particules et les quantités de mouvement microscopiques du continu vers une quantité donnée, et de même la discrétisation du temps en pas distincts. Les positions des particules sont confinées à aux nœuds du treillis. Les variations de quantités de mouvement, qui auraient pu être due à la continuité des directions et des modules des vitesses et à l'ampleur de variation de la masse des particules, sont réduites (dans le modèle simple 2-D,) à 8 directions, 3 grandeurs, et une masse de particule unique. La figure V.6 montre le réseau cartésien et les vitesses e_0 où $a = 0, 1, \dots, 8$ est un indice de direction et $e_0 = 0$ désigne des particules au repos. Ce modèle est connu sous le nom D2Q9 car il est à 2 dimensions et contient 9 vitesses. Ce système de classification a été proposé pour les LBM par Qian et al. (1992) et est largement utilisé. Parce que la masse des particules est uniforme (1 unité de masse ou de μ approche la plus simple), ces vitesses microscopiques et les quantités de mouvement sont toujours effectivement

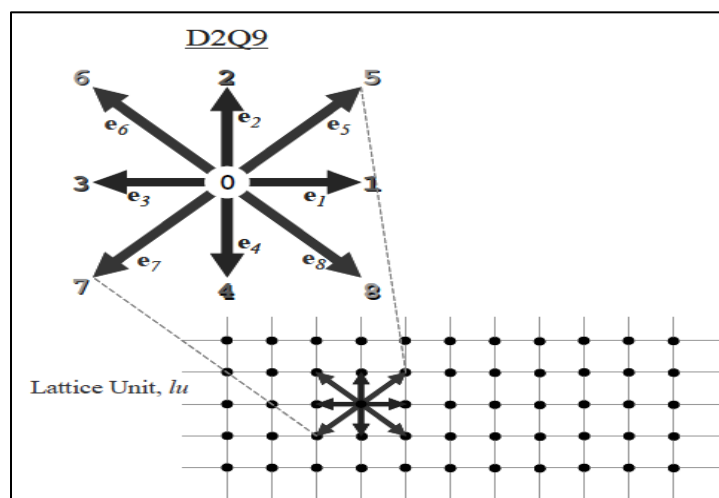


Figure V.6: Arrangement D2Q9 et ses vitesses

équivalent. Le treillis unité (lu) est la mesure fondamentale de la longueur dans les modèles LBM et pas le temps (t_s) est l'unité de temps.

L'amplitude vitesse de e_1 à e_4 par maille élémentaire est de 1 par pas de temps ou $1 lu ts^{-1}$, et l'amplitude de la vitesse de e_5 à e_8 est $\sqrt{2} ts^{-1}$. Ces vitesses sont extrêmement pratiques en ce que toutes de leurs x et y éléments sont 0 ou ± 1 . (Figure V.6)

L'étape suivante consiste à intégrer la fonction de distribution f pour chaque particule de fluide. La fonction de distribution est composée de neuf parties au lieu d'être continue. La fonction distribution peut facilement être considérée comme un histogramme représentant une fréquence d'occurrence typique.

3.4.4) *Algorithme LBM*

En LBM, le fluide est modélisé sous forme de particules qui se déplacent dans un domaine de réseau fictif à des pas de temps discrets. La principale variable LBM est la distribution de densité $f_i(c, x, t)$, qui indique le nombre de particules se déplaçant le long de la i -ième direction du réseau à la position x et pendant le temps t . L'idée d'introduire une fonction de distribution pour résoudre ces problèmes est faite pour la première fois par Maxwell. L'idée de Maxwell est qu'il n'est pas important de connaître la trajectoire de chaque molécule en chaque instant. La fonction de distribution est utilisée pour caractériser l'effet de ces molécules. Pour un ensemble de particule, il est plus intéressant de connaître le pourcentage des molécules qui ont une certaine vitesse dans une certaine direction pour un instant donné. Par exemple pour N particules, on a $N f_i(c, x, t) dc$ est égale au nombre de particules qui ont une vitesse entre c et $c+dc$ dans une direction x pendant la durée entre t et $t+dt$. La fonction $f(c, x, t)$ c'est la fraction des particules ayant une vitesse dans l'intervalle cx et dans la direction- x pendant l'instant entre t et $t+dt$. De même que pour les autres directions, la fonction de probabilité peut être définie en prenant les fractions des particules se dirigeant dans la direction y et z .

(a) L'équation de Boltzmann de transport

Une description statistique du système peut être expliquée par la fonction de distribution

$f(r, c, t)$ qui est le nombre de molécules au temps t placé entre r et $r + d$, qui ont des

vitesses entre c et $c + dc$, comme il est mentionné précédemment. Les actes de la force extérieure F sur une molécule de gaz de la masse d'unité changeront la vitesse de la molécule de c en $c+Fdt$ et sa position de r en $r+cdt$. Le nombre de molécules, $f(r, c, t)$, avant d'appliquer la force externe est égal au nombre de molécules après la perturbation, $f(r+cdt, c+Fdt, t+dt)$, si collision ne prend pas une place entre les molécules. Alors :

L'évolution temporelle des distributions de densité est régie par la dite équation de Lattice Boltzmann, qui est composé d'un terme de propagation et un terme de collision, et qui est la suivante :

$$f(r + cdt, c + Fdt, t + dt)drdc - f(r, c, t)drdc = 0 \quad (V-23)$$

Cependant, le nombre de molécules ne reste pas le même dans l'intervalle $drdc$ si des collisions auront lieu entre ces molécules, c'est pour cela, on insère un terme qui introduit la collision, et il s'appelle l'opérateur de collision Ω .

Par conséquent, l'équation de l'évolution du nombre de particules devient :

$$f_a(\mathbf{r} + \mathbf{c}\Delta t, \mathbf{t} + \Delta t) d\mathbf{r}d\mathbf{c} - f_a(\mathbf{r}, \mathbf{t}) = \Omega(\mathbf{n}) d\mathbf{r}d\mathbf{c}dt \quad (\text{V-24})$$

Avec, $\Omega(\mathbf{n})$: opérateur de collision d'ordre n.

Si on divise l'équation par $d\mathbf{r}d\mathbf{c}$ avec $dt \rightarrow 0$, on obtient :

$$\frac{df}{dt} = \Omega(\mathbf{n}) \quad (\text{V-25})$$

L'équation ci-dessus montre que le taux de changement de la fonction de distribution est égal au taux de la collision. Puisque f est une fonction de r, de c et de t, alors

tout le taux de changement peut être augmenté comme :

$$df = \frac{\partial f}{\partial r} dr + \frac{\partial f}{\partial c} dc + \frac{\partial f}{\partial t} dt \quad (\text{V-26})$$

On divise par dt, on obtient :

$$\frac{df}{dt} = \frac{\partial f}{\partial r} \frac{dr}{dt} + \frac{\partial f}{\partial c} \frac{dc}{dt} + \frac{\partial f}{\partial t} \quad (\text{V-27})$$

Sachant que, la vitesse est à égale $c = \frac{dr}{dt}$ et l'accélération est $a = \frac{dc}{dt}$, l'équation précédente devient :

$$\frac{df}{dt} = \frac{\partial f}{\partial r} \mathbf{c} + \frac{\partial f}{\partial c} \mathbf{a} + \frac{\partial f}{\partial t} \quad (\text{V-28})$$

En se basant sur la deuxième loi de Newton, qui indique que $F=ma$ on peut relier l'accélération à la force comme suit :

$$\frac{\partial f}{\partial r} \mathbf{c} + \frac{F}{m} \frac{\partial f}{\partial c} + \frac{\partial f}{\partial t} = \frac{df}{dt} = \Omega(\mathbf{n}) \quad (\text{V-29})$$

Et l'équation (V-29) est en fonction de f qui doit être déterminé pour résoudre l'équation de Boltzmann. Pour un système sans force extérieure, l'équation de Boltzmann peut être écrite comme :

$$\mathbf{c} \nabla f + \frac{\partial f}{\partial t} = \Omega(\mathbf{n}) \quad (\text{V-30})$$

Notant que c et f sont des vecteurs. L'équation ci-dessus est une équation d'advection avec terme de source Ω ou advection avec un terme de réaction, qui peut être résolue exactement le long des caractéristiques des lignes qui est la tangente au vecteur c, si Ω est explicitement connu. Le problème est que Ω est une fonction de f et l'équation (VI-30) est une équation différentielle, qui est difficile à résoudre.

(b) Arrangements et dimensions de la Lattice

La terminologie commune utilisée en LBM pour se référer à la dimension du problème et du nombre de vitesses est DnQm, où, n représente la dimension du problème (2 pour 2D et 3 pour 3D) et m se réfère au modèle de vitesse ou nombre de directions de propagation dans les

lattices, longueur zéro comprise (centre de nœud de particule). Les paragraphes suivants présentent les arrangements les plus utilisés de lattice, 1-D, 2-D et 3D.

3.1 Lattice Unidimensionnelle 1-D

En général, deux modèles peuvent être utilisés pour des arrangements de lattice a une seule dimension, appelés D1Q3 et D1Q5 (Figure V.7). D1Q3 est le plus populaire. Le nœud noir est le nœud central, alors que les nœuds gris sont des nœuds voisins. Les particules se déplacent du nœud central aux nœuds voisins avec une vitesse spécifique appelée vitesse de lattice.



Figure V.7: Arrangement de lattice pour un problème 1-D

1. D1Q3 ou D1Q2

Pour ce schéma, il y'a trois vecteurs de vitesse (c_0 , c_1 et c_2) pour f_0 , f_1 et f_2 , qui sont égales à 0, et, respectivement. Une pratique générale est de laisser, donc, $c_1 = 1$ et $c_2 = -1$ où Δx et Δt sont la distance et l'intervalle du temps, respectivement.

Pour cet arrangement, le nombre de particules factices pour chaque instant ne peut pas excéder trois particules. Une particule stagnante (vitesse nulle) réside sur l'emplacement (nœud central). Les deux autres particules se déplacent au nœud gauche ou au nœud droit dans la procédure de déplacement. Les facteurs de pondération, w_i , peuvent être utilisés 0, 1/2 et 1/2 pour f_0 , f_1 et f_2 , respectivement. Par conséquent, il n'y a aucun besoin de considérer l'effet f_0 . En conséquence cet arrangement est référé comme D1Q2. Il est également possible d'utiliser des facteurs de pondération de 4/6, 1/6 et 1/6 pour f_0 , f_1 et f_2 , respectivement.

Dans ce schéma f_0 a besoin d'être calculée et l'arrangement s'appelle D1Q3.

2. D1Q5

Pour cet arrangement, il y a cinq vecteurs de vitesse pour f_0 , f_1 , f_2 , f_3 et f_4 , 0, 2/6, 2/6, 1/6 et 1/6, respectivement. Le nombre de toutes les particules à chaque instant du temps ne peut pas excéder cinq particules. Les facteurs de pondération, w_i , sont 6/12, 2/12, 2/12, 1/12, et 1/12 pour f_0 , f_1 , f_2 , f_3 et f_4 , respectivement.

3.1 Lattice bidimensionnelles 2-D

1. D2Q5

Ce modèle a cinq vecteurs de vitesse des nœuds centraux (figure V.8). Une des particules réside dans le nœud central, par conséquent sa vitesse est nulle $c(0,0)$.

La fonction de distribution f_1 et f_2 se déplace avec $c(1, 0)$ et $c(-1, 0)$ (à l'est et l'ouest), respectivement, tandis que f_3 et f_4 déplacent avec la vitesse $c(0, 1)$ et $c(0,-1)$ (au nord et du sud), respectivement. Notant qu'il est admis que $\Delta x = \Delta y = \Delta t$. Pour l'arrangement D2Q5, les facteurs de pondération pour f_0 , f_1 , f_2 , f_3 , f_4 sont 0, 1/4, 1/4, 1/4 et 1/4, respectivement.

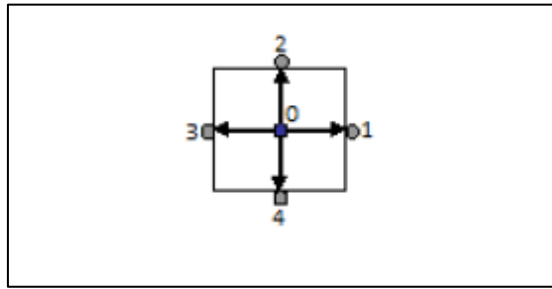


Figure V.8: Arrangement de lattice pour un problème 2-D, D2Q5

A noter que cet arrangement ne peut pas être utilisé pour simuler les écoulements de fluide.

2. D2Q9

Ce modèle est très connu, particulièrement pour résoudre les problèmes d'écoulement de fluides. Il y'a neuf vecteurs de vitesse, la vitesse centrale est nulle comme dans le modèle D2Q5 (figure V.9). Les vitesses sont : $c(0,0)$, $c(1,0)$, $c(-1,0)$, $c(0,1)$, $c(0,-1)$, $c(1,1)$, $c(-1,1)$, $c(-1,-1)$ et $c(1,-1)$ pour $f_0, f_1, f_2, f_3, f_4, f_5, f_6, f_7$ et f_8 respectivement. Les facteurs de pondération pour des fonctions de distribution correspondantes sont $4/9, 1/9, 1/9, 1/9, 1/9, 1/36, 1/36, 1/36$ et $1/36$.

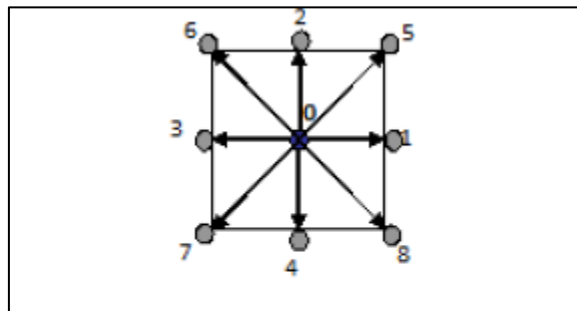


Figure V.9: Arrangement de lattice pour un problème D2Q9

3.1 Lattice tridimensionnelles 3-D

En général deux modèles sont utilisés dans la simulation des problèmes de trois dimensions, D3Q15 et D3Q19.

1. D3Q15

Dans ce modèle 15 vecteurs de vitesse sont employés (figure V.10) la fonction de distribution centrale, f_0 a une vitesse nulle. Le modèle D3Q15 est le plus généralement utilisé pour les simulations 3-D.

Notant que les nœuds 1, 2, 3 et 4 sont aux centres des faces Est, Nord, Ouest et du Sud, respectivement. Les nœuds 5 et 6 sont aux centres des faces avant et arrière, respectivement. Les nœuds 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 et 14 sont aux coins de la lattice.

Les quinze vecteurs de vitesse pour les fonctions de distribution de $f_0, f_1, f_2, f_3,$

$f_4, f_5, f_6, f_7, f_8, f_9, f_{10}, f_{11}, f_{12}, f_{13},$ et f_{14} sont les suivants : $c(0, 0, 0), c(1, 0, 0), c(0, 1, 0), c(-1, 0, 0), c(0, -1, 0), c(0, 0, 1), c(0, 0, -1), c(1, 1, 1), c(1, 1, -1), c(1, -1, -1), c(1, -1, 1), c(-1, 1, 1), c(-1, -1, 1)$ et $c(-1, -1, -1)$, respectivement. Les facteurs de pondération sont $16/72$ pour $f_0, 8/72$ pour $f_1, f_2, f_3, f_4, f_5, f_6$ et $1/72$. Pour $f_7, f_8, f_9, f_{10}, f_{11}, f_{12}, f_{13}$ et f_{14} .

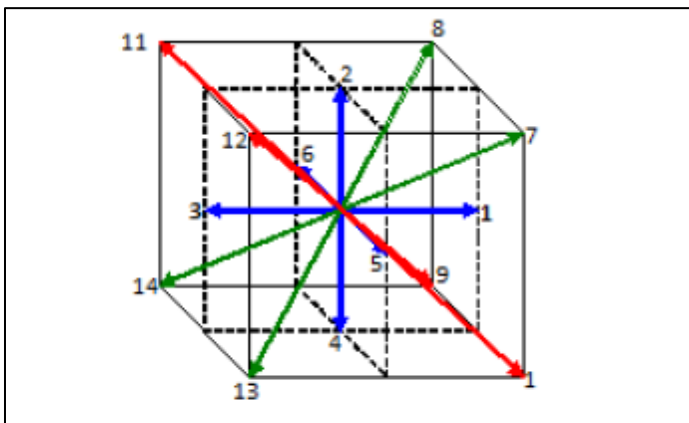


Figure V.10: Arrangement de lattice pour un problème D3Q15

2. D3Q19

Ce modèle a 19 vecteurs de vitesse, avec le vecteur central de la vitesse nulle (figure V.11). Les facteurs de pondération sont pour f_0 est $12/36$, pour $f_1, f_2, f_3, f_4, f_5, f_6$ est $2/36$ pour $f_7, f_8, f_9, f_{10}, f_{11}, f_{12}, f_{13}, f_{14}, f_{15}, f_{16}, f_{17}$ et f_{18} est de $1/36$.

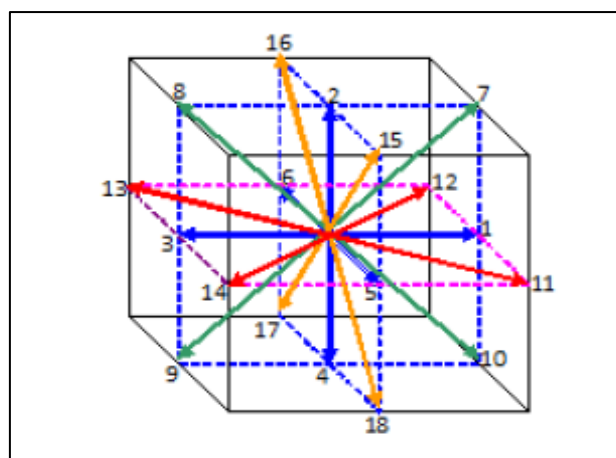


Figure V.11: Arrangement de la maille pour la configuration D3Q19

(c) Modèle à un seul temps de relaxation :

Ce modèle a été proposé afin de surmonter la difficulté de résolution de cette équation, et le modèle à un seul temps de relaxation a simplifié le schéma de Lattice Boltzmann en utilisant l'approximation de **Bhatnagar –Gross-Krook** notée souvent BGK qui consiste à avoir un seul temps de relaxation τ . Ainsi l'opérateur de collision dans le modèle BGK s'écrit sous la forme :

$$\Omega = -\frac{(f_i^{eq} - f_i)}{\tau} \quad (V-31)$$

Et l'équation de Boltzmann avec un terme de collision BGK [1, 2] devient:

$$f_i(\mathbf{r} + \mathbf{c}\Delta t, t + \Delta t) - f_i(\mathbf{r}, t) = -\frac{(f_i^{eq} - f_i)}{\tau} \quad (V-32)$$

Où c_i désigne la i -ième vitesse du réseau, Δt est le pas de temps, et τ est un paramètre de relaxation vers l'équilibre de la distribution f_i^{eq} , qui peut être exprimé, pour le treillis D2Q9 sous la forme :

$$f_i^{eq} = \rho \omega_i \left[1 + \frac{\mathbf{u} \cdot \mathbf{c}_i}{c_s^2} + \frac{1}{2} \left(\frac{\mathbf{u} \cdot \mathbf{c}_i}{c_s^2} \right)^2 - \frac{u^2}{2c_s^4} \right] \quad (V-33)$$

Avec ρ la densité de référence ;

ω_i : les facteurs de poids dépendant du modèle de discrétisation choisie ;

\mathbf{u} : la vitesse macroscopique ;

On peut remarquer que le schéma de Boltzmann est entièrement déterminé à partir des f_i^{eq} de l'opérateur de collision et de l'ensemble des vitesses c_i .

Grâce à l'expansion de Chapman-Enskog, on peut récupérer la continuité macroscopique et dynamique (Navier-Stokes) des équations de la LBM défini ci-dessus :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0 \quad (V-34)$$

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u} = -\frac{1}{\rho} \nabla P + \nu \nabla^2 \mathbf{u} \quad (V-35)$$

où ν est la viscosité cinématique due au cisaillement, qui est reliée au temps de relaxation et est donnée par :

$$\nu = \frac{2\tau - 1}{2} c_s^2 \Delta t \quad (V-36)$$

Voici la densité du fluide ρ et u la vitesse peut être obtenue des distributions de densité locale par le biais :

$$\rho = \sum f_i \quad (V-37)$$

$$\rho u = \sum_i f_i c_i \quad (V-38)$$

D'autres paramètres, y compris la vitesse du son du réseau c_s et le facteur de poids de t_i , sont dépendants de la structure en treillis.

Par exemple, pour un type D2Q9 (deux dimensions et neuf vitesses en treillis. (voir Figure V.12) Structure en treillis 1), nous avons $\omega_0 = 4/9$, $\omega_{1-4} = 1/9$, $\omega_{5-8} = 1/36$, et $C_s^2 = \Delta x^2 / (3 \Delta t^2)$; où Δx est la distance spatiale entre deux nœuds les plus proche du réseau.

Et pour un treillis D3Q19, la fonction de distribution à l'équilibre pour un fluide incompressible est :

$$f_i^{eq} = \omega_i \left[\rho + \rho_0 \left(3 \frac{c_i \cdot u}{c^2} + \frac{9}{2} \frac{(c_i \cdot u)^2}{c^4} - \frac{3}{2} \frac{u^2}{c^2} \right) \right] \quad (V-39)$$

Et mes facteurs de poids sont définis comme suit :

$$\omega_0 = \frac{1}{3}, \quad \omega_{1..6} = \frac{1}{18}, \quad \omega_{7..18} = \frac{1}{36}.$$

Et P est la pression exprimée en :

$$P = c_s^2 \rho \quad (V-40)$$

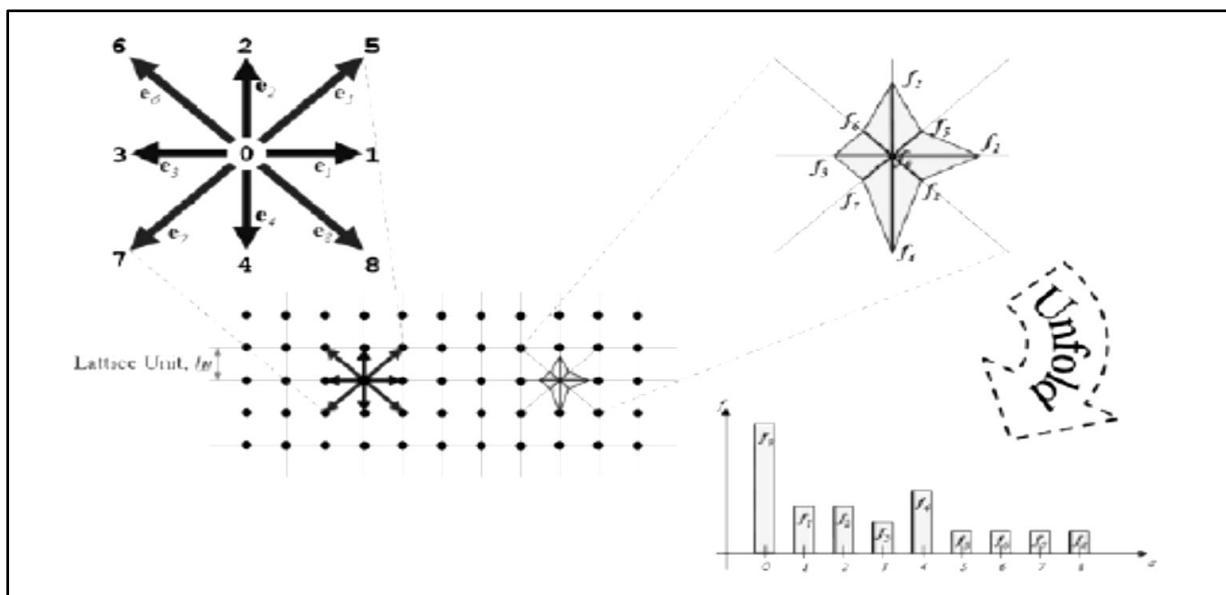


Figure V.12: Vues de lattice et d'historgramme des fonctions de distribution (directions spécifiques des densités f_i) discretas

La force externe F peut être incluse dans l'algorithme LBM ci-dessus en ajoutant un terme supplémentaire à l'opérateur de collision et l'équation de Boltzmann sur réseau devient :

$$f_i(\mathbf{r} + \mathbf{c}\Delta t, t + \Delta t) - f_i(\mathbf{r}, t) = -\frac{(f_i(\mathbf{r}, t) - f_i^{eq}(\mathbf{r}, t))}{\tau} + \frac{\omega_i \Delta t}{c_s^2} \mathbf{F} \cdot \mathbf{c}_i \quad (\text{V-41})$$

Ou par la redéfinition d'une vitesse d'équilibre :

$$\mathbf{u}^{eq} = \frac{1}{\rho} (\sum_i f_i \mathbf{c}_i + \tau \Delta t \mathbf{F}) \quad (\text{V-42})$$

Car $F = \frac{\Delta P}{\Delta t} = m \frac{\Delta u}{\Delta t}$ donc $\Delta u = \frac{\Delta t \cdot F}{m} = \frac{\tau \Delta t \cdot F}{\rho}$ et $u_{eq} = u + \Delta u$

Et l'utiliser dans le calcul de la répartition d'équilibre f_i^{eq} comme indiqué dans l'équation V-41. Après ces modifications, la quantité de mouvement du fluide augmente d'une quantité totale de $\Delta t F$ lors d'un pas de temps, tandis que la densité du fluide total reste inchangée.

3.4.5) De l'échelle mésoscopique vers l'échelle macroscopique

Comme indiqué antérieurement, les modèles Lattice Boltzmann travaille sur une échelle mésoscopique, rappelant que l'échelle macroscopique est l'échelle où le phénomène est observé par les yeux d'un être humain, cependant l'échelle mésoscopique revient aux objets plus grand qu'un atome, mais plus petit que n'importe quel objet qui peut être manipulé par les mains.

Tableau V-1: Les règles de conversion entre les quantités LBGK et les quantités physiques

Dénomination	Contexte LBGK	Contexte réelle
Champ de fluide	f_i	$f_i^{réel} = \Delta m f_i$
Vitesse de propagation (sur le treillis)	v_i	$v_i^{réel} = \Delta r / \Delta t v_i$
Vitesse du son	c_s	$c_s^{réel} = \Delta r / \Delta t v_i$
Densité	$\rho = \sum_i f_i$	$\rho^{réel} = \Delta m \rho$
Vitesse	$u = 1/\rho \sum_i f_i v_i$	$u^{réel} = \Delta r / \Delta t c_s$
Temps de relaxation	τ	$\tau^{réel} = \Delta t \tau$
Viscosité	$\nu = C_4 / C_2 (\tau - 0.5)$	$\nu^{réel} = \Delta r^2 / \Delta t \nu$
Pression	$p = c_s^2 \rho$	$p^{réel} = \Delta r^2 / \Delta t^2 \Delta m p$

Les trois facteurs Δr , Δt et Δm sont utilisés pour convertir les quantités de Lattice Boltzmann en quantités réelle. L'échelle Δr est la longueur de l'espacement du treillis (exprimée en mètres), Δt est la période de temps écoulée pendant une seule itération (exprimée en secondes) et Δm est la masse d'une particule élémentaire exprimée en kilogrammes.

Pour bien illustrer la relation qui existe entre ces deux échelles, on suppose que ρ_{fluid} est la densité réelle du fluide et que la densité LBGK initiale $\rho = 1$ dans chaque site, donc on peut faire $\Delta m = \rho_{fluid} \Delta r^3$. Le tableau suivant donne les règles de conversion entre les quantités LBGK (mésoscopique) et leurs quantités physiques (macroscopiques) correspondantes.

3.4.6) Les conditions aux limites des LBMs

Après avoir défini les équations qui régissent les écoulements, et comme avec d'autres approches numériques, il est nécessaire de préciser les conditions aux limites (CL) appropriées sont nécessaires pour les simulations constructives. En effet, il est primordial de définir des conditions aux limites de manière judicieuse, de sorte à rapprocher notre modèle le plus possible de la réalité. Etant donné que les variables principales dans les LBM sont la densité de distributions f_i , les CL de la LBM sont mis en œuvre en spécifiant le f_i inconnue et le domaine de la simulation à travers les frontières, au lieu de spécifier des propriétés des fluides macroscopiques telles que la vitesse et la pression. Cette fonction pose en même temps des commodités et des difficultés. Par exemple, pour modéliser une limite de non-glissement sur une surface solide, on peut tout simplement inverser les directions des particules vers la frontière vers leur emplacement d'origine, la méthode est dite régime de rebond (bounce-back scheme).

Les frontières périodiques sont encore plus faciles à mettre en œuvre: toutes les particules qui quitte le domaine à travers une frontière périodique rentrera dans le domaine de l'autre côté. Cependant, pour les conditions aux limites de la pression et des vitesses, il y a généralement plus d'inconnues de distributions de densité entrante que le nombre d'équations de contraintes issues des conditions aux limites, i.e., plus d'inconnues à être déterminé à partir de moins de contraintes. Pour avoir un système valide d'équations, les hypothèses sont parfois nécessaires et des choix inadéquats pourraient conduire à des effets sans relation avec la physique et aussi entraver la stabilité de la simulation. Des efforts énormes ont été consacrés pour développer des systèmes de limites efficaces et précises pour des situations différentes, et des descriptions plus détaillées peuvent être trouvées dans la littérature. On peut remarquer de la description ci-dessus que la dynamique de LBM est local (par exemple, que seul les nœuds les très voisin sont impliqués dans la mise à jour des distributions de densité), et donc l'algorithme LBM est avantageux pour les calculs parallèles.

En général, on a une grande flexibilité spatiotemporelle dans l'application des conditions aux limites dans les LBM. En fait, la capacité d'incorporer des limites solides complexes est l'un des aspects les plus avantageux de ces modèles.

Plusieurs systèmes de conditions aux limites ont été développés pour modéliser avec le plus possible les différents types de frontière, et parmi ces systèmes, on peut citer :

(a) Frontières périodiques

Les conditions de frontières les plus simples sont 'périodiques', elles sont établies de telle manière que le système devient fermé par les bouts qui sont traités comme ils sont attachés

aux entre elles, c'est-à-dire que chaque particule qui quitte le domaine à partir d'une frontière périodique rentre dans le domaine de l'autre côté. les nœuds voisins nœuds frontaliers appartiennent à la frontière opposée. Plusieurs travaux de recherches combinent les frontières périodiques avec les frontières à rebond.

(b) Frontières de rebond (bounce-back boundaries)

En raison de leur simplicité de mise en œuvre, les frontières à rebond sont les plus importantes et les plus utilisées par les modélisateurs intéressés par simulation des fluides dans des domaines à géométries complexes. Cette méthode correspond à séparer le solide en deux types : l'un est frontalier, il constitue l'interface fluide-solide, et l'autre constitue le solide isolé qui n'a pas de contact avec le fluide.

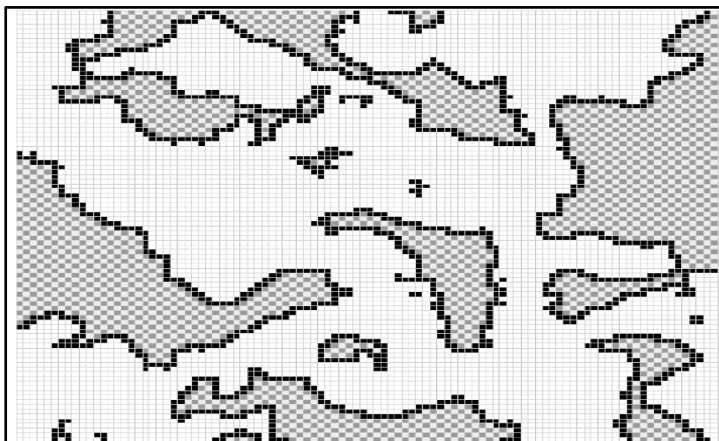


Figure V.13: Classification des solides: les nœuds noirs présentent les solides de surface (frontière); gris damier indique les solides intérieurs (isolées)

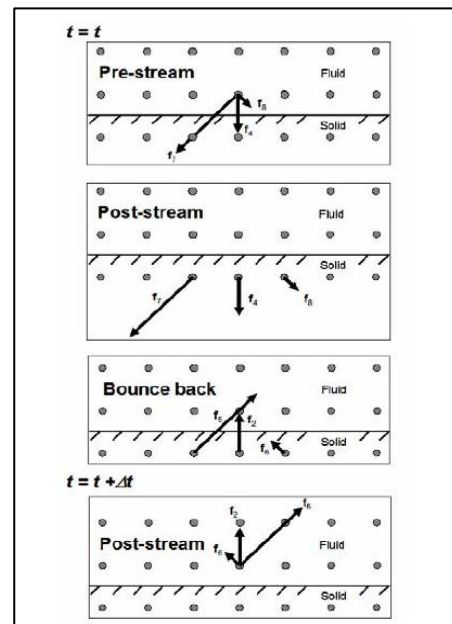


Figure V.14: Les étapes de la condition bounce-back

L'avantage de cette séparation est l'élimination des calculs aux nœuds inactifs. Cela peut être très avantageux quand on travaille sur des milieux poreux par exemple, où une grande partie du domaine ne participe pas à l'écoulement. Le principe consiste à inverser la direction et la vitesse de la particule lorsqu'elle se heurte à la paroi, c'est la condition de rebond total, elle peut être présentée à l'aide de la fonction de distribution comme suit :

$$f_{\bar{k}}^{out} = f_k^{in} \quad (V-43)$$

f_k^{in} : l'ensemble des particules entrantes dans la zone concerné par la collision (paroi).

$f_{\bar{k}}^{out}$: l'ensemble des particules sortantes de la zone de collision (paroi).

k et \bar{k} : indiquent que les directions d'entrées et de sorties sont opposées.

Comme indiqué dans le schéma, on peut remarquer qu'on a une conservation de la masse (particules) et de la quantité de mouvement, et ce type de condition considère que la paroi est fixe (vitesse nul) puisque les vitesses sont inversées sans aucune modification dans leur amplitude. Donc la résultante est nulle.

La condition de rebond est intéressante du fait qu'elle est générale et simple pour n'importe qu'elle orientation de la paroi comme pour n'importe qu'elle forme de cette dernière.

(c) Frontières de Von Neumann (flux)

Les conditions de Von Neumann imposent des contraintes sur le flux dans les frontières. Le vecteur de la vitesse macroscopique u_0 composé des deux composantes selon x et y ($u = \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \end{bmatrix}$) est précisé, et à partir de laquelle la ρ et la pression sont calculés en se basant sur les conditions à l'intérieur du domaine.

La densité macroscopique et la pression n'est qu'une partie de ce que doit être calculé. Aussi, Les densités directionnelles qui sont inconnues doivent être calculées. Après l'étape de propagation, chaque nœud comporte trois densités directionnelles qui se dirigent de la paroi vers le domaine de l'écoulement. Les densités inconnues sont calculées de telle manière à maintenir une vitesse spécifiée au nœud près de la paroi.

Afin de mieux illustrer le fonctionnement de ce type de condition aux limites, on peut indiquer la méthode de calcul des différentes densités inconnues. Pour l'exemple suivant, on se limite à élucider la méthode sur -la frontière du nord- en détail en 2D, et par symétrie, l'application de la méthode sur les autres frontières devient évident.

La figure suivante nous montre les inconnues sur la frontière nord après propagation.

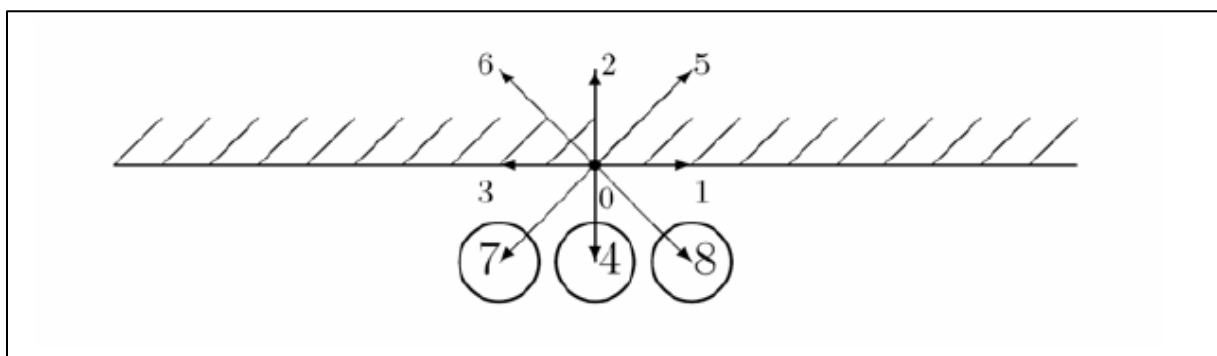


Figure V.15: Les directions spécifiques f_4, f_7 et f_8 sont inconnues à la surface nord

Si on suppose que la composante horizontale de la vitesse est $u_0=0$ et la composante verticale est $v_0=v$. Ou bien, $u = \begin{bmatrix} 0 \\ v \end{bmatrix}$.

Les contributions des densités de f_a pour a du $\{0,1,2,3,5,6\}$ qui arrivent des nœuds situés à l'intérieur du domaine. On doit trouver les inconnues qui sont ρ, f_4, f_7 et f_8 . En d'autres termes, il faut avoir quatre équations.

1. L'équation de la densité macroscopique :

$$\rho = \sum f_i \tag{V-44}$$

2. L'équation de la vitesse macroscopique :

$$\mathbf{u} = \frac{1}{\rho} \sum_i f_i \mathbf{c}_i \tag{V-45}$$

Cette dernière donne deux équations dans chaque direction, à savoir :

$$\mathbf{0} = f_1 - f_3 + f_5 - f_6 - f_7 + f_8 \quad (\text{V-46})$$

$$\text{Et, } \rho v_0 = f_2 - f_4 + f_5 + f_6 - f_7 - f_8 \quad (\text{V-47})$$

3. Et la dernière équation peut être ajoutée en admettant que la condition de rebond, proposé par Zou et He (1997), est dans une direction normale à la paroi :

$$f_2 - f_2^{eq} = f_4 - f_4^{eq} \quad (\text{V-48})$$

Donc, on a un système linéaire de quatre équations avec quatre inconnus. Et après résolution, on trouve :

$$\rho = \frac{f_0 + f_1 + f_3 + 2(f_2 + f_5 + f_6)}{1 + v_0} \quad (\text{V-49})$$

$$f_4 = f_2 - \frac{2}{3} \rho v_0 \quad (\text{V-50})$$

$$f_7 = f_5 + \frac{1}{2} (f_1 - f_3) - \frac{1}{6} \rho v_0 \quad (\text{V-51})$$

$$\text{Et, } f_8 = f_6 - \frac{1}{2} (f_1 - f_3) - \frac{1}{6} \rho v_0 \quad (\text{V-52})$$

Pour résumer, on spécifie une vitesse à la frontière et on résout pour la densité macroscopique et les trois distributions directionnelles par quatre équations. Les équations viennent des équations macroscopiques usuelles et de la supposition que la condition de rebond est satisfaite dans une direction normale à la frontière.

(d) Frontières de Dirichlet (de pression)

Les conditions aux limites de Dirichlet imposent des contraintes sur la pression ou la densité aux frontières. L'élaboration de la solution de ce type de condition aux limites est très proche du type de Von Neumann (contrainte sur la vitesse). Cependant, la seule différence réside dans l'imposition de la densité ρ_0 , d'où on calcule la vitesse. On suppose que la composante de la vitesse macroscopique tangente à la paroi est nulle et on résout les équations pour la composante normale à la paroi. Pour le même exemple ci-dessus, (i.e. la frontière nord), on fixe la densité $\rho = \rho_0$, et on résout le système de quatre équations à quatre inconnues, à savoir f_4, f_7, f_8 et v_0 .

$$v = -1 + \frac{f_0 + f_1 + f_3 + 2(f_2 + f_5 + f_6)}{\rho_0} \quad (\text{V-53})$$

$$f_4 = f_2 - \frac{2}{3} \rho_0 v \quad (\text{V-54})$$

$$f_7 = f_5 + \frac{1}{2} (f_1 - f_3) - \frac{1}{6} \rho_0 v \quad (\text{V-55})$$

$$f_8 = f_6 - \frac{1}{2}(f_1 - f_3) - \frac{1}{6}\rho_0 v \quad (\text{V-56})$$

En résumé, on fixe une densité macroscopique à la frontière et on résout les équations pour aboutir aux trois distributions directionnelles et la composante de la vitesse normale à la paroi à partir de quatre équations.

V.3.5) Méthode de volume de fluide (VOF)

Historiquement, la méthode VOF est basée sur des méthodes antérieures qui s'appellent Marker and cell (MAC). Les premiers rapports à la méthode VOF ont été donnés par Noh et Woodward (1976), où la fonction fraction C est apparue, bien que la première publication dans un journal fût par Hirt et Nichols (1981). Depuis là, la méthode VOF dépasse MAC en réduisant les besoins de stockage de l'ordinateur, et elle est rapidement devenue populaire. Les premières applications comprennent Torrey et al. de Los Alamos, qui a créé des codes VOF pour la NASA (1985,1987). Les premières implémentations de VOF ont souffert d'une description d'interface imparfaite, qui a été corrigée plus tard par l'introduction d'un système de calcul de l'interface linéaire par morceaux (PLIC, pour Piecewise Linear Interface Calculation en anglais). L'utilisation VOF avec PLIC est devenue un standard contemporain, utilisé dans de nombreux codes informatiques, y compris ANSYS Fluent.

Dans la dynamique des fluides computationnelle, la méthode volume de fluide (VOF : volume of fluid en anglais) est une technique numérique pour le suivi et la localisation de la surface libre (ou de l'interface liquide-liquide). Elle appartient à la classe des méthodes d'Euler qui sont caractérisés par un maillage qui est stationnaire ou qui se déplace dans une certaine manière prescrite pour s'adapter à la forme évolutive de l'interface. D'une telle manière, VOF est un régime d'advection à une recette numérique qui permet au programmeur de suivre la forme et la position de l'interface, mais ce n'est pas un algorithme de résolution de flux autonome. Les équations de Navier-Stokes (ou de Lattice Boltzmann) décrivant le mouvement de la circulation doivent être réglées séparément. La même chose s'applique pour tous les autres algorithmes d'advection.

La méthode est basée sur l'idée de fonction dite de fraction C . Elle est définie comme l'intégrale de la fonction caractéristique du fluide dans le volume de commande (à savoir, le volume d'une cellule de grille de calcul). En principe, lorsque la cellule est vide, sans fluide tracé à l'intérieur, la valeur de C est égal à zéro; lorsque la cellule est remplie, $C = 1$, et lorsque l'interface coupe la cellule, alors $0 < C < 1$. C 'est une fonction discontinue, sa valeur saute de 0 à 1 lorsque l'argument se déplace dans l'intérieur de la phase de tracé.

La fonction de la fraction C est une fonction scalaire, et tandis que le fluide se déplace avec une vitesse $v = (u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z))$ (dans un espace tridimensionnel \mathbf{R}^3), chaque particule de fluide conserve son identité, c'est à dire quand une particule est en une phase donnée, elle ne modifie pas la phase - comme une particule d'air, qui est une partie de l'air bulles dans l'eau reste particule d'air, quel que soit le mouvement de la bulle. Si tel est le cas, alors la dérivée substantielle de la fonction de fraction C doit être égale à zéro:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla C = 0 \quad (\text{V-57})$$

Cette équation ne peut pas être facilement résolue directement, puisque la fonction C est discontinue, mais ces tentatives ont été effectuées. Mais l'approche la plus populaire de l'équation est la reconstruction dite géométrique, originaires des œuvres d'Hirt et BD Nichols. L'approche la plus populaire pour la reconstruction de l'interface, le PLIC (Piecewise Calcul de l'interface linéaire), basée sur l'idée, que l'interface peut être représentée comme une ligne dans \mathbb{R}^2 ou un plan \mathbb{R}^3 , dans ce dernier cas, on peut décrire l'interface par:

$$\mathbf{n}_x + \mathbf{n}_y + \mathbf{n}_z = \mathbf{0} \quad (\text{V-58})$$

où \mathbf{n} est un vecteur normal à l'interface. Les composantes de la normale sont déduites en utilisant la méthode des différences finies ou sa combinaison avec l'optimisation des moindres carrés. Le terme libre α est alors trouvé (analytiquement ou par approximation) en appliquant conservation de la masse à l'intérieur de la cellule de calcul.

Une fois la description de l'interface est établie, l'équation d'advection de C est résolu en utilisant des techniques géométriques telles que la recherche du flux de C entre les cellules de la grille, ou advection les extrémités de l'interface en utilisant des valeurs discrètes de la vitesse du fluide.

La méthode VOF est connu pour sa capacité à conserver la «masse» du fluide tracé, également, lors de modifications de l'interface liquide sa topologie, ce changement est tracé facilement, de sorte que les interfaces peuvent par exemple se joindre ou se briser.

V.3.6) Large Eddy Simulation (LES) ou modèle de Smagorinsky

Afin de reproduire les structures turbulentes dans l'écoulement, le modèle Large Eddy est utilisé. Dans les modèles LES, un filtre spatial est appliqué pour le champ des vitesses. Le filtre doit être bien ajusté pour que les grandes structures turbulentes ne soient pas éliminées par le filtre. Seulement l'effet des petits tourbillons dans les structures d'écoulement de grande classe doit être modélisé et introduit dans la simulation par un terme de viscosité turbulente ν_T . et pour cela, on utilise le modèle de Smagorinsky dans lequel ν_T dépend de le taux de tension :

$$\nu_T = (C_S \Delta x)^2 \| \mathbf{S} \| \quad (\text{V-59})$$

Avec,

C_S : la constante de Smagorinsky

\mathbf{S} : le tenseur du taux de tension, il est calculé comme suit ;

$$S_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \frac{\partial \bar{u}_\alpha}{\partial x_\beta} + \frac{\partial \bar{u}_\beta}{\partial x_\alpha} \quad (\text{V-60})$$

le tenseur du taux de tension peut être calculé à partir des moments ;

$$S_{\alpha\beta} = \frac{S_{xx}}{2c_s^2 \rho} (c_s^2 \rho \delta_{\alpha\beta} + \rho u_i u_j - P_{\alpha\beta}) = \frac{S_{xx}}{2c_s^2 \rho} Q_{\alpha\beta} \quad (\text{V-61})$$

Avec, c_s : la vitesse du son ;

δ : la fonction de Dirac ; ρ : la densité ; u : la vitesse ; P : les moments du second ordre des fonctions de distribution.

Donc, on a :

$$\tau_{total} = \frac{3}{c^2} \nu_{total} + \frac{1}{2} \Delta t = \frac{3}{c^2} (\nu_0 + \nu_T) + \frac{1}{2} \Delta t \quad (V-62)$$

Une équation quadratique est obtenue, qui donne

$$\tau_t = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\tau_0^2 + 18c_s^2 \Delta x^2 Q} - \tau_0 \right) \quad (V-63)$$

Et le taux de relaxation modifié s_{XX} pour les moments du second ordre devient :

$$s_{XX} = \frac{1}{\tau_{total}} = \frac{1}{\tau_0 + \tau_t} \quad (V-64)$$

V.3.7) Multiphasiques / multi-composant modelés LBM

On peut voir à partir de la relation pression-densité d'Eq. (6) que le fluide dans le LBM est en général un fluide parfait. Afin de simuler un système multiphase / multi-composants, la méthode doit être modifiée pour incorporer toutes les interactions microscopiques intermoléculaires ou l'équation d'état macroscopique. Une telle modification peut être effectuée par l'application d'un terme de force supplémentaire dans les équations (7) et (8), ou en reformulant la distribution de densité équivalente donnée dans l'équation (2). De nouveaux ensembles de distributions de densité sont également mis en place dans des modèles multi-composants pour représenter les composants individuels. Différents de ceux des méthodes CFD traditionnels, l'algorithme de LBM multiphasique / multi-composant est uniforme dans l'ensemble du domaine et dans la phase de séparation ainsi que l'évolution interface peut être obtenue avec facilité sans façade antérieure de capture et de suivi des traitements. Jusqu'à présent, plusieurs modèles ont été proposés. Ces modèles généralement ont été validés au moyen de bulles stationnaires de la loi de Laplace de la capillarité et la dynamique des vagues interfaciales pour les relations de dispersion en fréquence de longueur d'onde. Les applications de ces modèles de phases multiples / plusieurs composants dans la micro-nanofluidique et la dynamique comprennent bulles / gouttes, mélange de l'échantillon, glissement interracial, et la dynamique de mouillage.

V.3.8) Principaux résultats de recherche

Ces dernières années, la méthode LB a été appliquée à l'étude de nombreux phénomènes de transport microscopique et nanométrique, y compris les flux de gaz, les flux électroosmotique, phénomènes interfaciales et des suspensions des colloïdes. Dans ce qui suit, on va brièvement revoir les progrès majeurs de la LBM dans la description de l'électrocinétique et des phénomènes interfaciaux.

V.3.9) Glissement interfacial Solide-Liquide

En mécanique des fluides, la condition aux limites de non-glissement entre un fluide et une surface solide est traditionnellement l'une des hypothèses pour résoudre l'équation de Navier-Stokes.

En dépit de supports expérimentaux macroscopiques, il en reste une hypothèse sans fondements physiques. En fait, des études sur le glissement des fluides ont longtemps été un sujet intéressant depuis les travaux pionniers de Navier et Maxwell. Des mesures récentes indiquent en effet d'important glissement sur des surfaces solides, et ce fait a également été confirmé par des simulations de dynamique moléculaire. En général, des résultats de la simulation expérimentale et de la dynamique moléculaires montrent qu'il y a une forte corrélation entre l'ampleur du glissement et l'hydrophobicité de surface: plus grand glissement est généralement observé sur des surfaces hydrophobes et plus aucun glissement sur les surfaces hydrophiles.

Orientations futures pour la recherche

Nous avons remarqué que les applications les plus courantes de LBM microfluidique utilisent LBM comme un solveur d'équations différentielles; et le vrai mérite de cette méthode - une bonne représentation des interactions sous-jacentes microscopiques - n'a pas été bien exploité. Les phénomènes interfaciaux solide-liquide dans les microsystèmes pourrait être particulièrement adapté pour LBM, car il associe la dynamique des fluides et de l'interface de d'une manière naturelle. Les orientations futures de la recherche peuvent inclure l'utilisation des maillages en treillis non uniformes ou non structurées pour les microstructures complexes (par exemple, la rugosité de surface), en combinant LBM à la dynamique moléculaire et CFD (hybride algorithmes), et appliquer à microfluidique.

V.4) Conclusion:

Plusieurs méthodes de modélisation de rupture de barrages existent, mais il en reste important de choisir la méthode optimale selon le cas étudié et les moyens matériels disponibles.

Quel que soit la méthode choisie, des simplifications et des hypothèses sont apportées à chaque méthode pour rendre son application possible sur l'échelle pratique. Ses simplifications sont faites de telle façon à ne pas perturber les résultats du modèle.

Chapitre VI: Présentation des outils de simulation : **Palabos et Paraview**

V.5) Introduction

Après l'illustration de la méthode de Boltzmann et de ses différents principes et étapes d'élaboration, l'introduction d'un code de calcul et de simulation est nécessaire pour éclaircir la manière de développement du phénomène d'ondes de rupture et ses différentes manifestations.

Pour cela, le choix est tombé sur le code PALABOS, qui est utilisé pour le calcul de la dynamique des fluides. La simplicité de l'utilisation du code, ainsi qu'il soit ouvert au public, rend le choix de ce code plus raisonnable.

V.6) Le logiciel PALABOS

La bibliothèque Palabos est un cadre mis en place pour la dynamique des fluides computationnelle (CFD), avec un noyau basé sur la méthode Lattice Boltzmann. Elle est utilisée à la fois comme un outil de recherche et de conception. Son interface de programmation est directe et rend possible la simulation de fluides avec une facilité relative. Plusieurs codes de calcul sont disponibles sur Palabos pour faciliter son utilisation.

La bibliothèque Palabos offre un encadrement en C++ pour la simulation des écoulements de fluides via la méthode Lattice Boltzmann. Au départ, elle a été conçue comme un outil de recherche pour les modèles Lattice Boltzmann, le code a ensuite évolué pour devenir un outil intéressant pour la dynamique computationnelle des fluides.

La bibliothèque Palabos montre une performance remarquable en ce qui concerne l'efficacité de calcul, et la simulation des écoulements très complexes. Pour le premier cas, la caractéristique frappante est que l'étape de prétraitement (ou pré-simulation) est intégré dans l'exécution du code, en d'autres termes, quand d'autres outils imposent un travail énorme pour créer le maillage pour les grands problèmes, Palabos utilise toutes les capacités de calcul disponible pour construire le maillage nécessaire pour son exécution en quelques secondes. Et en ce qui concerne la complexité de l'écoulement, le cadre multi-physique de Palabos rend possible la combinaison de plusieurs modèles physiques, sans altérer l'efficacité du calcul parallèle.

Le défi le plus important de Palabos était de formuler un concept de programmation générale pour les simulations LB qui peut offrir un équilibre entre les généralités, la facilité, et l'efficacité numérique. Les ingrédients du noyau de la méthode LB sont guidés par des considérations physiques plutôt que des critères analytiques, d'où la difficulté de la tâche. Par conséquent il devient plus facile d'exécuter un code LB pour un modèle physique spécifique, une grille numérique à la forme rectangulaire, et des conditions aux limites simples. Néanmoins, les extensions du code requis pour l'exécution de problèmes pratiques en mécanique des fluides requièrent des considérations délicates, et un énorme travail de programmation. Il est fréquent de trouver des codes LB exécutant une tâche bien spécifique (par exemple parallélisme), mais qui se trouvent ensuite dans une situation plutôt rigide pour

permettre d'autres extensions (par exemple couplage de deux grilles pour un écoulement multi phases). Pour faire face à ce problème, les différents ingrédients de l'architecture Palabos (modèle physique, conditions aux limites, domaine géométrique. . .) ont été développés comme des concepts orthogonaux. Il est par exemple possible de formuler une variante d'un modèle classique de collision BGK, il suffit de mettre en place un modèle MRT, sans se soucier des composantes de Palabos, et obtenir automatiquement une version parallèle du code, ou un code multi phases basé sur l'ancien.

Un concept central sur Palabos et connu sous le nom de « dynamique des objets » est associé à chaque cellule du fluide et détermine la nature de la collision locale. Localiser la collision inter-particules est un ingrédient clé pour les modèles LB, un fait qui est connu sur Palabos par la promotion de l'efficacité numérique brute du modèle. Des structures de données spécifiques sont aussi disponibles sur Palabos pour les ingrédients non locaux, pour l'exécution par exemple des conditions aux limites spécifiques des forces inter-particules dans un modèle multi-phases. Il est toutefois admis que ces composants sont plus marginaux. Dans la pratique il a été observé que cette démarche favorise la lecture du programme final.

La structure de la grille de simulation est basée sur une approche à blocs multiples. Chaque bloc se comporte comme une exécution LB rudimentaire, pendant que les ingrédients avancés comme le parallélisme sont couverts dans une interface de couplage spécifique entre les blocs.

V.6.1) Les fonctionnalités de Palabos

La version de Palabos actuellement couvre les ingrédients suivants :

- **Physique :**

Les équations incompressibles de Navier Stokes, faiblement compressibles, les équations non thermiques de Navier Stokes, écoulements avec des termes corps-force, les flux thermiques avec l'approximation de Boussinesq, les fluides multiphasiques à un seul et plusieurs composants, le model statique de Smagorinsky pour la turbulence.

- **Les modèles de fluide de base**

BGK, BGK incompressible, le model a MRT donnée, BGK régularisé, le modèle a entropie donnée.

- **Conditions aux limites d'une paroi droite**

Zou/He, Inamuro, Skordos, BC régularisées, équilibre simple, rebond, périodique.

Toutes les conditions aux limites travaillent pour une paroi droite avec des corniers intérieur/extérieur, et peuvent être utilisées pour l'exécution des conditions de Dirichlet ou Neumann pour la vitesse et la pression. La condition de rebond total est aussi utilisée pour les limites courbées, représentées par une forme en escalier.

- **Les conditions aux limites hors Lattice**

Le modèle GUO, et la condition aux limites généralisée. Automatique, et massivement parallèle.

- **Particules**

Massivement parallèles (des milliards de particules ne sont pas un problème pour une machine parallèle), simulation de scalaires passives, ou interaction des particules.

- **Grille**

Les grilles implémentées sont D2Q9, D3Q13, D3Q19 et D3Q27. Dans tous les cas, le domaine est soit une matrice régulière, soit un domaine de rechange, approximativement par un échantillon multi grilles.

- **Parallélisme**

Les modèles et ingrédients mentionnés dessus sont parallèles avec le MPI pour la plateforme de la mémoire partagée et distribuée, y compris les opérations I/O.

- **Pré traitement**

Le domaine de la simulation peut être construit manuellement, ou automatiquement depuis le fichier STL.

- **Post traitement**

Le code a la capacité de sauvegarder les données en ASCII ou en fichiers binaires ou directement produire des images GIF. De plus, les données peuvent être sauvegardées en format VTK et traitées par l'outil approprié. Pour une meilleure efficacité,

Palabos peut traiter les données, produisant des profils et des iso surfaces.

- **Points de contrôle**

À tout moment, l'état de la simulation peut être sauvegardé, et chargé plus tard.

Il existe quelques fonctionnalités qu'ils sont encore en développement, comme :

- ✓ Les écoulements à surface libre.
- ✓ Raffinement de la grille.
- ✓ Les flux thermiques utilisant des lattices à voisinage prolongé.

V.6.2) Les entrées/sorties sur Palabos

- **Les entrées (input)**

Le logiciel Palabos est un code en cours de développement, ce qui le fait qu'il n'appartient pas d'interface dont à l'aide on peut insérer les entrées nécessaires au calcul.

Cependant, le logiciel est un code ouvert, ou par le langage des informaticiens, il est un code open source, c'est-à-dire l'ensemble du langage et tous ses structures sont ouvertes et flexible pour n'importe quel modification, et le programme peut être manipulé de telle façon à avoir les caractéristiques voulu par le programmeur.

Ainsi, Palabos permet d'introduire les entrées par le biais du programme dans sa forme de base, c'est-à-dire sous le langage de programmation C++.

En plus, ce code de calcul offre la possibilité de lire les données d'entrée à partir d'un fichier XML, cette fonctionnalité est disponible en programmes parallèles ou en série. Les données sont toutefois mémorisées en structures non parallèles, qui sont dupliquées au fil d'un programme en parallèle. Les fichiers XML ne doivent être utilisés que pour des données limitées, comme pour les paramètres de la simulation. Les données importantes comme le

contenu de la Lattice doivent être lus grâce aux structures de données Palabos, ce qui permettra la distribution des données sur une machine parallèle.

Les données XML sont analysées à l'aide de la bibliothèque open source Tiny XML.

Cette bibliothèque doit être installée manuellement, et est disponible sur Palabos.

Palabos peut lire n'importe quel document XML, avec trois restrictions :

1. Les définitions du type de document(DTDs) ou le langage eXtensible Stylesheet (XSL) ne peuvent pas être analysés.
2. Les attributs ne sont pas reconnus (mais un tag est toujours analysé, même si des attributs sont présents).
3. Un nom de tag donné peut être utilisé seulement une seule fois. S'il est utilisé plusieurs fois, seulement la dernière occurrence sera accessible sur Palabos.

Ces restrictions sont faites pour simplifier la syntaxe de l'analyseur XML sur Palabos, et parce qu'ils ne perturbent pas la généralité du format d'entrée. Il est toujours possible d'utiliser un autre format que XML. Toutefois, il faut emmètre manuellement les données à tous les processeurs afin d'avoir un programme travaillant en parallèle, et compatible avec le concept de programmation en parallèle sur Palabos.

- **Sorties (output)**

Toutes les données provenant d'un bloc Lattice, un champ scalaire, ou un champ tensoriel peuvent être écrites dans un fichier en format VTK. A partir de là, elles peuvent être post traitées par un outil de visualisation scientifique comme PARAVIEW. Le format VTK utilisé sur Palabos est basé sur une représentation binaire des données par le moyen du format Base64 (c'est un format binaire basé sur le ASCII, le même utilisé par le programme e-mail pour encoder les images dans un e-mail). C'est souvent de trop d'utiliser un format qui préserve toute la précision numérique des données simulées parce que les opérations de post traitement requièrent souvent moins de précision numérique que les simulations CFD. Le moins qu'on puisse faire pour préserver de la mémoire est de convertir les données d'une double précision arithmétique a une simple précision arithmétique.

Le (Visualisation Tool Kit) (VTK) est un logiciel open-source, gratuit disponible pour l'infographie 3D, traitement de l'image et la visualisation .VTK est composé d'une classe C++ et d'une bibliothèque de plusieurs couches d'interfaces interprétées, y compris Tcl/Tk, Java et Python.

VTK supporte une grande variété d'algorithmes de visualisation scalaire, vecteur, tenseur, texture, des méthodes volumétriques et des techniques de modélisation avancées telle que : la modélisation implicite, la réduction de polygones, lissage du maillage, découpage, modelage et la triangulation de Delaunay.

VTK a un cadre de nombreuses informations de visualisation, une série de (3D interaction widgets), prend en charge le traitement parallèle, et s'intègre avec les différentes bases de données sur les boites à outils graphiques comme Qt et Tk.

VTK est une multi plateforme et fonctionne sur Linux, Windows, Mac et Unix.

VTK comprend également un soutien d'appoint pour les (3D interaction widgets), deux et trois dimensions d'annotation, et le calcul parallèle. A sa base VTK est implémenté comme TOOLKIT C++, obligeant les utilisateurs à créer des applications en combinant divers objets dans une application.

Le programme Palabos peut écrire les résultats dans des fichiers sous extension (.stl), le fichier d'extension .stl (stéréolithographie) est un format de fichier natif du logiciel de stéréolithographie CAD créé par 3D Systems. STL est également connu comme Tessellation langage standard [1] Ce format de fichier est pris en charge par de nombreux autres logiciels, il est largement utilisé pour le prototypage rapide et la fabrication assistée par ordinateur. Les fichiers STL ne décrivent que la géométrie de la surface d'un objet en trois dimensions, sans aucune représentation de la couleur, la texture ou d'autres caractéristiques communes aux modèles CAO. Le format STL spécifie deux représentations ASCII et binaires. Les fichiers binaires sont plus fréquents, car ils sont plus compacts. Un fichier STL décrit une surface triangulée non structurées brut par l'unité normale et sommets (commandé par la règle de droite) des triangles en utilisant un système de coordonnées cartésiennes tridimensionnel. Coordonnées STL doivent être des nombres positifs, il n'existe aucune information échelle, et les unités sont arbitraires.

V.6.3) Installation de Palabos sous Linux

Il est maintenant montré comment compiler et exécuter le logiciel sous Linux ou tout autre environnement Unix. La bibliothèque est exempté de dépendances externes: tout ce que vous avez besoin est un environnement de compilation de travail, y compris un moderne compilateur C + + (par exemple le compilateur libre GCC), la commande *make*, et une version raisonnablement récente de l'interpréteur Python. Pour commencer, on télécharge l'archive de la version la plus récente de Palabos, par exemple *plb-v1.1r0.tgz*, et le déplacer vers le répertoire dans lequel on veut installer Palabos (nous appellerons ce répertoire sous le nom de \$ (PALABOS). Dans ce qui suit, le code est de rester à cet endroit, car il n'existe actuellement aucun processus d'installation explicite. Au lieu de cela, les bibliothèques compilées sont déposés dans le répertoire \$ (PALABOS) / lib /. On décompresse le code, le code, en utilisant par exemple la commande *tar xvfz PLB-v1.1r0.tgz* dans le terminal.

La bibliothèque Palabos fait usage d'un processus de compilation sur demande. Le code est compilé la première fois qu'il est utilisé par une application utilisateur final, puis automatiquement réutilisé à l'avenir, jusqu'à ce qu'une nouvelle compilation est nécessaire en raison d'une modification du code ou des options de compilation. On tape *make* pour compiler à la fois la bibliothèque Palabos et l'exemple de programme dans des conditions standard avec le compilateur GCC, et on exécute le programme avec la commande *./dambreak3d*.

V.7) Programmer avec Palabos

V.7.1) Introduction

Palabos est un langage exceptionnellement gratuit qui impose peu de restrictions dans le style de programmation et la structure du code. Il n'est toutefois pas suffisant de connaître le langage C++ pour commencer à travailler avec la bibliothèque Palabos, on doit aussi s'adapter avec les choix algorithmiques particuliers qui sont issus de cette bibliothèque. Une fois les lois de programmation connus, il deviendra plus facile de comprendre ce que le programme fait et éviter les différentes complications telle que l'insuffisance de la mémoire, exécution inconsistante, les coulisses inattendus de la programmation orientée objet . . . etc.

La structure du programme Palabos est basée sur le modèle de Lattice Boltzmann, ce qui explique le nombre important de fonctions et classes prédéfinies que contient le code de

calcul pour mettre en place ce modèle. La simulation des ondes de rupture de barrage ont été faites à l'aide d'une connaissance suffisante de ces fonctions.

V.7.2) Structure du programme

Le programme se divise en deux parties : la première est dédiée à la déclaration des constantes, des variables, des fonctions et structures, et elle prend compte de tous les paramètres nécessaires au bon fonctionnement du programme.

La deuxième partie constitue le corps du programme, où le programme fait appel à des structures et fonctions appartenant à la bibliothèque de Palabos, cette partie comporte une boucle "for" qui fait l'intégralité du calcul en incrémentant le pas de temps.

Le programme est écrit sous le langage C++, et sa structure est la suivante :

```
const T cSmago = 0.14; //la définition de la constante de Smagorinsky qui intervient dans l'opérateur de collision.
```

```
const T lx = 2491.0;
```

```
const T ly = 3330.0 ;
```

```
const T lz = 15.0; // les dimensions physiques du système, suivant lx, ly et lz
```

7.2.1) *Définition des bibliothèques*

```
#include "palabos3D.h"
```

#include "palabos3D.hh" //Définition globale et les includes', Le fichier palabos3D.h donne accès à toutes les déclarations dans le projet Palabos. En outre, le fichier palabos3D.hh est inclus pour garantir l'accès au code du modèle complet.

```
using namespace plb;
```

```
using namespace std; // Ces deux déclarations donnent accès aux fichiers qui sont contenu dans l'espace plb et aussi à la bibliothèque C++ qui est contenu dans std.
```

7.2.2) *Définition du modèle d'étude*

```
typedef double T; // Définition d'un nouveau type double précision appelé T
```

```
#define DESCRIPTOR plb::descriptors::D3Q19Descriptor // Définition du modèle de l'espace de la simulation, il a un espace en trois dimensions et il a 19 vecteurs de vitesses (distributions), il est largement utilisé pour les modèles en 3D
```

Comme précisé par ces deux directives, la simulation sera exécutée avec des nombres à virgule flottante en double précision, et sur le réseau D2Q9 deux dimensions.

```
const T cSmago = 0.14; //la définition de la constante de Smagorinsky qui intervient dans l'opérateur de collision.
```

```
const T lx = 2491.0;
const T ly = 3330.0 ;
const T lz = 15.0; // les dimensions physiques du système, suivant lx, ly et lz
```

7.2.3) Définition des paramètres physiques

```
const T lx = 2491.0;
const T ly = 3330.0 ;
const T lz = 15.0; // les dimensions physiques du système, suivant lx, ly et lz
```

```
plint writeImagesIter = 25; // le nombre d'itération pour écrire les statistiques sur le Terminal
plint getStatisticsIter = 25; // le nombre d'itération pour écrire les résultats sur le fichier /tmp
```

```
plint maxIter; nombre maximum d'itération, il est introduit par l'utilisateur
```

```
plint N; //nombre de mailles selon la direction z
```

```
plint nx, ny, nz; //déclaration des valeurs calculées de nombre de mailles selon x,y et z
```

```
T delta_t, delta_x; //déclaration des variables pour le pas de temps et le pas d'espace (la longueur de la maille)
```

```
Array<T,3> externalForce; // déclaration d'un tableau de 3-dimensions qui représente la force extérieure
```

```
T nuPhys, nuLB, tau, omega, Bo, surfaceTensionLB, contactAngle; // déclaration des paramètres physiques
```

```
std::string outDir; // déclaration du type qui permet de lire le dossier de sortie (par exemple tmp)
```

```
void setupParameters() { // setupParameters est le nom d'une fonction vide, elle ne donne pas de sortie et elle n'a pas de type, qui sert à calculer quelque paramètres nécessaires au calcul
```

```
delta_x = lz / N; // calcul du pas de la maille du treillis
```

```
nx = util::roundToInt(lx / delta_x); // c'est trois formules servent à calculer le nombre de
```

```
ny = util::roundToInt(ly / delta_x); // de mailles suivant chaque direction
```

```
nz = util::roundToInt(lz / delta_x);
```

```
T gLB = 9.8 * delta_t * delta_t/delta_x; // calcul de la gravité dans les unités de la méthode lattice Boltzmann
```

```
externalForce = Array<T,3>(0, 0., -gLB); // définition du vecteur des forces extérieures, dans notre cas la seule force extérieure est la force de pesanteur qui a une seule composante suivant l'axe z
```

```
tau = (nuPhys*DESCRIPTOR<T>::invCs2*delta_t)/(delta_x*delta_x) + 0.5; // calcul du temps de relaxation  $\tau$ , qui est un temps post-collision dans la théorie lattice Boltzmann
```

```
omega = 1. /tau; // calcul de  $\omega$ , le paramètre principal qui donne à la méthode de Boltzmann l'intérêt physique
```

```
nuLB = (tau-0.5)*DESCRIPTOR<T>::cs2; // la viscosité dans les unités du treillis
```

```
surfaceTensionLB = rhoEmpty * gLB * N * N / Bo; // la tension à la surface du fluide, elle est nul pour le cas étudié.
```

```
const T v1=93.6366,v2=366.7963, v3=400.2878 , v4=573.4402, v5=798.9357, ...v19=0., w1=3329.1337, w2=2860.9041, w3=2713.9255,...,w19=778.8794507; // déclaration des coordonnées de la rive gauche de la zone du cours d'eau, vi pour les coordonnées suivant abscisses et suivant les coordonnées
```

```
const T X1=590.8019, X2=873.3817 , X3=974.2299,..., X34= 7.7655, X35=0.96037;
```

```
const T Y1=3329.4810, Y2=3083.4564, Y3=3129.6129, ...,Y35=0. ,d2=1421.8787 ,d1=1410.3221 ,d3=1469.4641, D2=1876.6155 ,D1=1902.09, D3=1955.1786; // déclaration des coordonnées de la rive droite du cours d'eau
```

```
int initialFluidFlags(plint iX, plint iY, plint iZ){
```

```
{
```

```
//introduction de la rive gauche de Obstacle1D1 jusqu'à Obstacle1D18
```

```
bool Obstacle1D1 =
```

```
    iX >= util::roundToInt(v1/delta_x) &&
```

```
    iX <= util::roundToInt(v2/delta_x) &&
```

```
    iY <= util::roundToInt((w2-w1)/(v2-v1)*iX+(w2*v1-w1*v2)/(v1-v2)/delta_x) &&
```

```
    iY >= util::roundToInt(w10/delta_x) &&
```

```
    iZ <= obstacleHeight;
```

```
bool Obstacle1D2 =
```

```
    iX >= util::roundToInt(v2/delta_x) &&
```

```
    iX <= util::roundToInt(v3/delta_x) &&
```

```
    iY <= util::roundToInt((w3-w2)/(v3-v2)*iX+(w3*v2-w2*v3)/(v2-v3)/delta_x) &&
```

```

iY >= util::roundToInt(w10*delta_x) &&
iZ <= obstacleHeight;
...
...
bool Obstacle1D18 =
    iX >= util::roundToInt(v19/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(v18/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt((w19-w18)/(v19-v18)*iX+(w19*v18-w18*v19)/(v18-
v19)/delta_x) &&
    iY <= util::roundToInt(w19/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
// introduction de la rive droite de Obstacle2D1 jusqu'à Obstacle2D34
bool Obstacle2D1 =
    iX >= util::roundToInt(X1/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(X2/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt((Y2-Y1)/(X2-X1)*iX+(Y2*X1-Y1*X2)/(X1-X2)/delta_x) &&
    iY <= util::roundToInt(Y1/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
bool Obstacle2D2 =
    iX >= util::roundToInt(X2/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(X3/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt((Y3-Y2)/(X3-X2)*iX+(Y3*X2-Y2*X3)/(X2-X3)/delta_x) &&
...
bool Obstacle2D34 =
    iX >= util::roundToInt(X35/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(X34/delta_x) &&
    iY <= util::roundToInt((Y35-Y34)/(X35-X34)*iX+(Y35*X34-Y35*X34)/(X34-
X35)/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt(Y35/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
// des obstacles d'ajustement qui permettent de bien introduire la géométrie de Obstacle3D1 à
Obstacle3D5

bool Obstacle3D1 =
    iX >= util::roundToInt(C2/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(C3/delta_x) &&

```



```

iY <= util::roundToInt((D3-D1)/(C3-C1)*iX+(D3*C1-D1*C3)/(C1-C3)/delta_x) &&
iY >= util::roundToInt((D3-D2)/(C3-C2)*iX+(D3*C2-D2*C3)/(C2-C3)/delta_x) &&
iZ <= obstacleHeight;
...
bool Obstacle3D5 =
    iX >= util::roundToInt(X13/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(X18/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt(Y14/delta_x) &&
    iY <= util::roundToInt(Y10/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
//introduction de la zone appartenant au fluide
bool Obstacle4D1 =
    iX >= util::roundToInt(C1/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(X18/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt((Y20-D3)/(X20-C3)*iX+(Y20*C3-D3*X20)/(C3-X20)/delta_x)
&&
    iY <= util::roundToInt(Y10/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
bool Obstacle4D2=
    iX >= util::roundToInt(v1/delta_x) &&
    iX <= util::roundToInt(C1/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt(D1/delta_x) &&
    iY <= util::roundToInt(w1/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
bool Obstacle4D3=
    iX >= util::roundToInt(C1/delta_x)&&
    iX <= util::roundToInt(X16/delta_x) &&
    iY >= util::roundToInt(Y20/delta_x) &&
    iY <= util::roundToInt(Y10/delta_x) &&
    iZ <= obstacleHeight;
// la boucle du programme qui introduit la géométrie, elle spécifie les conditions initiales du
//domaine de travail, elle donne trois possibilités pour chaque cellule du domaine
//(wall :solide, fluid :fluide ou empty : vide )
// la structure conditionnelle if (ou else if) réalise un test sur l'obstacle, qui est de type
booléen, et si le résultat est vérifié, soit vrai, les cellules que l'obstacle englobe prennent la
valeur définie après par l'instruction return

```

```

if (Obstacle1D1) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
}
else if (Obstacle1D2) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
}
...
else if (Obstacle1D18) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
} // le test est fini pour la rive gauche du cours d'eau
else if (Obstacle2D1) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
}
...
else if (Obstacle2D34) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
} // le test est fini pour la rive droite du cours d'eau
else if (Obstacle3D1) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
}
else if (Obstacle3D5) {
    return freeSurfaceFlag::wall;
} // le test est fini pour les obstacles d'ajustement du domaine et remplissage des cellules
// considérées par le solide

else if (Obstacle4D1) {
    return freeSurfaceFlag::fluid;
}
else if (Obstacle4D2) {
    return freeSurfaceFlag:: fluid;
}
else if (Obstacle4D3) {
    return freeSurfaceFlag:: fluid;
} // fin du test sur les zones du fluide et attribution des cellules par le fluide
else {

```

```

    return freeSurfaceFlag::empty;
} // après avoir déterminer les cellules contenant le solide ou le fluide, le reste des cellules
est remplie de vide (ou l'air)
} // Fin de l'introduction de la géométrie

```

7.2.4) Définition des paramètres de sortie

```

Void writeResults(MultiBlockLattice3D<T,DESCRIPTOR>& lattice,
MultiScalarField3D<T>& volumeFraction, plint iT)

// c'est une fonction qui n'a pas de type et elle sert à écrire les fichiers qui permettent la
lecture des résultats après le calcul
{
    static const plint nx = lattice.getNx();
    static const plint ny = lattice.getNy();

    static const plint nz = lattice.getNz();// ces commandes crée le //domaine de travail, qui est
un espace maillés suivant l'axe x, on a nx mailles, suivant l'axe y, on a ny mailles et nz
mailles suivant l'axe z

Box3D slice(0, nx-1, ny/2, ny/2, 0, nz-1);// création d'une coupe dont laquelle x varie dans [0,
nx-1], y dans [ny/2, ny/2] et z dans [0, nz-1]

ImageWriter<T> imageWriter("leeloo");//déclaration d'un objet de ce qui sert à écrire les
images selon le type (leeloo, water, air, earth et fire)

imageWriter.writeScaledPpm(createFileName("u", iT, 6),
    *computeVelocityNorm(lattice, slice)); // création des images de type ppm
nommées 'u' dans chaque nombre d'itération iT (il devait être définie après) avec une
précision de 6, l'image présente la norme de la vitesse dans la coupe crée auparavant ;

imageWriter.writeScaledPpm(createFileName("rho", iT, 6),
    *computeDensity(lattice, slice)); // elle crée une image ppm qui présente la
densité dans cette coupe

imageWriter.writeScaledPpm(createFileName("volumeFraction", iT, 6),
    *extractSubDomain(volumeFraction, slice)); // elle crée une image ppm qui présente la
fraction de volume de fluide dans la même coupe

std::vector<T> isoLevels;
    isoLevels.push_back((T) 0.5);
    typedef TriangleSet<T>::Triangle Triangle;

```


7.2.5) Corps du programme

```
int main(int argc, char **argv)
{
    plbInit(&argc, &argv);
    global::directories().setInputDir("./"); // definition du repertoire de localisation des entrées

    if (global::argc() != 8) {
        pcout << "Error missing some input parameter\n";
    } // vérification du nombre des données d'entrées
    try {
        global::argv(1).read(outDir);
        global::directories().setOutputDir(outDir+"/");

        global::argv(2).read(nuPhys);
        global::argv(3).read(Bo);
        global::argv(4).read(contactAngle);
        global::argv(5).read(N);
        global::argv(6).read(delta_t);
        global::argv(7).read(maxIter); // definition des données à entrer et leur lecture si il
        existent
    }
    catch(PlbIOException& except) {
        pcout << except.what() << std::endl;
        pcout << "The parameters for this program are :\n";
        pcout << "1. Output directory name.\n";
        pcout << "2. kinematic viscosity in physical Units (m^2/s) .\n";
        pcout << "3. Bond number (Bo = rho * g * L^2 / gamma).\n";
        pcout << "4. Contact angle (in degrees).\n";
        pcout << "5. number of lattice nodes for lz .\n";
        pcout << "6. delta_t .\n";
        pcout << "7. maxIter .\n";
        pcout << "Reasonable parameters on a desktop computer are: " <<
        (std::string)global::argv(0) << " tmp 1.e-5 100 80.0 12 1.e-2 2000\n";
        pcout << "Reasonable parameters on a parallel machine are: " <<
        (std::string)global::argv(0) << " tmp 1.e-6 100 80.0 100 1.e-4 80000\n"; // écriture des
        paramètres qui doivent être insérer, et proposition de valeurs pour ces paramètres
    }
```

```

        exit(EXIT_FAILURE);// et sortie du programme pour absence d'entrées
    }

// Après insertion des données d'entrée, le code exécute les instructions suivantes

setupParameters();// intègre les paramètres qu'on a donné

    pcout << "delta_t= " << delta_t << endl; // calcule et affiche le pas de temps
    pcout << "delta_x= " << delta_x << endl; // calcule et affiche le pas d'espace
    pcout << "delta_t*delta_t/delta_x= " << delta_t*delta_t/delta_x << endl;

    pcout << "externalForce= " << externalForce[2] << endl;// Donne la deuxième composante
de la force externe

    pcout << "relaxation time= " << tau << endl;// affiche le temps de relaxation
    pcout << "omega= " << omega << endl; //

    pcout << "kinematic viscosity physical units = " << nuPhys << endl;// affiche la viscosité
cinématique

    pcout << "kinematic viscosity lattice units= " << nuLB << endl; // affiche la viscosité dans
les unités de LB

    global::timer("initialization").start();//commencement de calcul du temps de calcul (comme
un chronomètre)

SparseBlockStructure3D blockStructure(createRegularDistribution3D(nx, ny, nz)); // création
du maillage régulier (homogène suivant tous les axes)

    Dynamics<T,DESCRIPTOR>* dynamics
        = new SmagorinskyBGKdynamics<T,DESCRIPTOR>(omega, cSmago); // l'opérateur
de collision, il est pris ici pour le modèle BGK qu'est un modèle à un simple temps de
relaxation, qui est d'ailleurs le plus simple (voir algorithme LBM)

    // If surfaceTensionLB is 0, then the surface tension algorithm is deactivated.
    // If contactAngle is less than 0, then the contact angle algorithm is deactivated.

    FreeSurfaceFields3D<T,DESCRIPTOR> fields(blockStructure, dynamics->clone(),
rhoEmpty, surfaceTensionLB, contactAngle, externalForce); // définition des différents
algorithmes afin qu'ils soient exécuter

```

```

//integrateProcessingFunctional(new ShortenBounceBack3D<T,DESCRIPTOR>,
fields.lattice.getBoundingBox(), fields.freeSurfaceArgs, 0);

// Set all outer-wall cells to "wall" (here, bulk-cells are also set to "wall", but it
// doesn't matter, because they are overwritten on the next line).

setToConstant(fields.flag, fields.flag.getBoundingBox(), (int)freeSurfaceFlag::wall); //
insertion de la géométrie dans le code d'exécution du calcul

// In the bulk (all except outer wall layer), initialize the flags as specified by
// the function "initialFluidFlags".

setToFunction(fields.flag, fields.flag.getBoundingBox().enlarge(-1), initialFluidFlags); //
initialization des champs de fluides

fields.defaultInitialize(); initialization de tous les champs

pcout << "Time spent for setting up lattices: "
    << global::timer("initialization").stop() << endl; // affiche la durée nécessaire pour
établir le maillage

T lastIterationTime = T(); // affiche la durée nécessaire pour la dernière itération

for (plint iT = 0; iT <= maxIter; ++iT)
// la boucle 'for' qui permet de faire des itérations et commencer le calcul jusqu'à avoir le
maximum d'itération
{
    global::timer("iteration").restart(); // pour chaque itération , le chronomètre commence à
nouveau

    T sum_of_mass_matrix = T(); // déclaration d'une variable dédiée à la masse total
    T lost_mass = T(); // déclaration d'une variable dédiée à la masse perdues
    if (iT % getStatisticsIter ==0)
c'est une boucle qui affiche les valeurs paramètres au-dessous
    {
        pcout << endl;
        pcout << "ITERATION = " << iT << endl;
        pcout << "Time of last iteration is " << lastIterationTime << " seconds" << endl;
        writeStatistics(fields);
        sum_of_mass_matrix = fields.lattice.getInternalStatistics().getSum(0);
    }
}

```

```

    pcout << "Sum of mass matrix: " << sum_of_mass_matrix << std::endl;
    lost_mass = fields.lattice.getInternalStatistics().getSum(1);
    pcout << "Lost mass: " << lost_mass << std::endl;
    pcout << "Total mass: " << sum_of_mass_matrix + lost_mass << std::endl;
    pcout << "Interface cells: " << fields.lattice.getInternalStatistics().getIntSum(0) <<
std::endl;
    }

    if (iT % writeImagesIter == 0) // cette boucle sert à écrire les résultats dans tmp et
affiche aussi le temps nécessaire pour écrire ces résultats
    {
        global::timer("images").start();
        writeResults(fields.lattice, fields.volumeFraction, iT);
        pcout << "Total time spent for writing images: "
            << global::timer("images").stop() << endl;
    }

// This includes the collision-streaming cycle, plus all free-surface operations.
// les trois lignes suivantes exécute les étapes de calcul reconnu dans la méthode de lattice
Boltzmann, à savoir la propagation et la collision, évaluation des différentes paramètres
entrant dans le calcul et, enfin, l'incrémentation du temps de t à t+dt
    fields.lattice.executeInternalProcessors();
    fields.lattice.evaluateStatistics();
    fields.lattice.incrementTime();

    lastIterationTime = global::timer("iteration").stop();
}
}

```

V.7.3) Le make file

Dans le développement de logiciels, Make est un utilitaire qui crée automatiquement des programmes exécutables et des bibliothèques de code source par la lecture de fichiers appelés fichiers makefile qui spécifient comment dériver le programme cible, donc il sert à construire les programmes complexes, et il rend le travail sous plusieurs bibliothèque plus facile en parlant de performance de calcul. Bien que les environnements de développement intégrés et les fonctionnalités du compilateur spécifique à la langue puissent également être utilisés pour gérer un processus de construction, Make reste largement utilisé, en particulier dans Unix.

Le code Palabos utilise cet utilitaire pour faire appel aux différentes parties du code. Il sert aussi à ajuster le mode d'exécution comme le parallélisme.

Avant d'exécuter le programme, on doit lancer le make file par la commande make dans le terminal Linux. Après avoir exécuté le make file, le code cpp est compilé, et une analyse du

code commence pour détecter d'éventuelles erreurs. Si le programme est bon, deux fichiers d'exécution sont créés, et le programme peut être exécuté en tapant ./dambreak3d .

La structure du make est comme suit :

```
projectFiles = damBreak3d.cpp // Nom des fichiers sources dans le répertoire courant pour compiler et lier avec Palabos
```

```
optimize = true // Définir les options d'optimisation on / off
```

```
debug = false // Réglez le mode de mise au point et les drapeaux de débogage on / off, si le mode est activé l'exécutable résultant est un peu plus lent mais plus facile à détecter les bugs
```

```
profile = false // Définir des indicateurs de profilage on / off
```

```
MPIparallel = true // Réglez le mode MPI-parallèle on / off (parallélisme dans un environnement de cluster comme)
```

```
SMPparallel = true // Réglez le mode SMP-parallèle on / off (parallélisme à mémoire partagée)
```

Multitraitement symétrique (SMP) implique un matériel informatique et une architecture logicielle multiprocesseur, c'est-à-dire, lorsque deux ou plusieurs processeurs identiques sont connectés à une seule mémoire principale partagée, avoir un accès complet à tous les périphériques d'E / S, et sont contrôlés par une instance OS unique, et dans lequel tous les processeurs sont traités de manière égale, avec aucune n'étant réservé à des fins particulières. Les systèmes multiprocesseurs les plus courants utilisent aujourd'hui une architecture SMP. Dans le cas des processeurs multi-core, l'architecture SMP s'applique aux noyaux, le traitant comme des processeurs distincts.

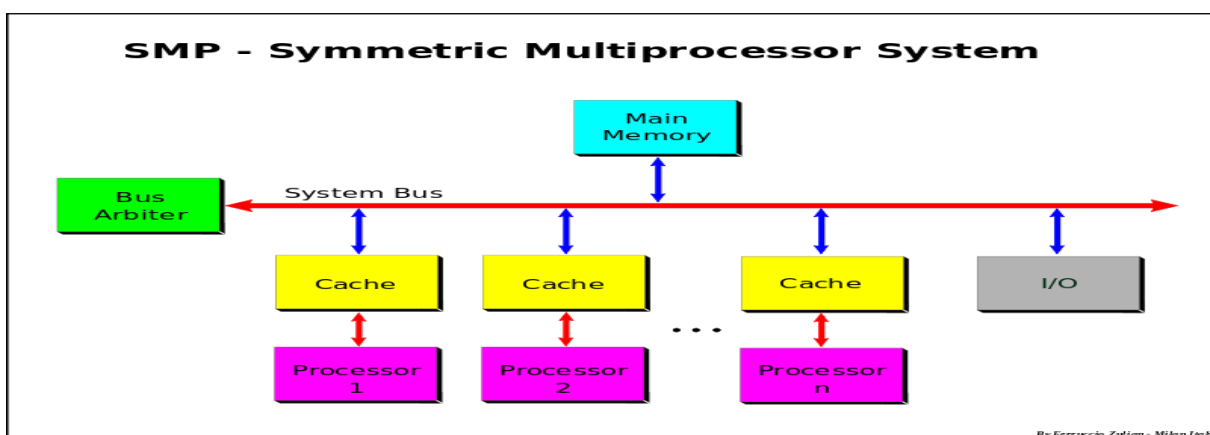


Figure VI.1: Fonctionnement de SMP

`usePOSIX = true` // Décider d'inclure les appels à l'API POSIX. Sur les systèmes non-POSIX, y compris Windows, cette option doit être fausse, sauf un environnement POSIX est émulé (comme avec Cygwin).

POSIX un acronyme pour "Portable interface du système d'exploitation", est une famille de normes spécifiées par l'IEEE pour maintenir la compatibilité entre les systèmes d'exploitation. POSIX définit l'interface de programmation d'application (API), ainsi que des coquilles de ligne de commande et des interfaces de services publics, de la compatibilité des logiciels avec des variantes de systèmes d'exploitation UNIX et d'autres. (Wikipédia)

Les autres lignes définissent le compilateur " g++ " pour le mode en série, et le compilateur " mpicxx", les chemins des répertoires contenant les fichiers pour exécuter le makefile.

V.8) Présentation de ParaView

V.8.1) Présentation du programme

ParaView est une application open-source multiplateforme pour la visualisation et l'analyse de bases de données scientifiques, principalement ceux qui sont définis de façon native dans un espace à deux ou trois dimensions, y compris celles qui se prolongent à la dimension temporelle.

L'interface graphique utilisateur (GUI) dispose d'une interface utilisateur ouverte, flexible et intuitif qui vous donne un contrôle fin et ouvert de la manipulation des données et du traitement de l'affichage nécessaire pour explorer et présenter les données complexes comme bon vous semble.

Les composants de traitement et d'interprétation des données sur ParaView sont construits sur une mémoire modulaire et évolutive distribuée sur une architecture parallèle dans lequel plusieurs processeurs fonctionnent de manière synchrone sur les différentes parties des données. Cette architecture évolutive permet d'exécuter ParaView directement sur une petite machine de classe netbook jusqu'aux plus grands supercalculateurs du monde. Toutefois, la taille de l'ensemble de données lancées sur ParaView dans la pratique varie considérablement en fonction de la taille de la machine dans laquelle les composants du serveur de ParaView sont exécutés.

Doté d'une interface simple construite grâce à C++ et Tcl/Tk, Paraview utilise l'outil de visualisation pour le traitement des données. Cette architecture rend Paraview un outil fort flexible. Les utilisateurs de Paraview ont un accès direct à une centaine d'algorithmes de données d'état d'art, et ce, grâce à l'accessibilité des sources et des filtres VTK. Plus encore, l'utilisation du langage de script Tcl comme un composant du noyau permet aux utilisateurs et aux développeurs de modifier l'interface et le moteur de traitement de Paraview si besoin est.

L'interface et les opérations de Paraview sont très liées au modèle pipeline de VTK.

Charger des données crée instantanément un Objet de lecture et de traitement VTK, et la création de chaque nouveau filtre est ajoutée à la fin du pipeline. Paraview permet aussi aux utilisateurs expérimentés de construire, naviguer et modifier les branchements du pipeline.

Au démarrage Paraview va s'afficher comme montré ci-dessus. Il y a plusieurs régions composant l'interface y compris la barre de Menu en haut de l'application, la barre d'outil juste en dessous, le panneau gauche qui contient la propriété 'sheet' et la sélection

‘Navigation Window’, la surface d’affichage à droite, et la barre d’états le long du contour. (ParaView user guide v 3.98, 2011)

V.8.2) Utilisation de l’outil de visualisation ParaView

Grace à l’interface qu’offre cet outil, l’utilisation de ce logiciel devient très facile à apprendre. En ce qui suit, on présente quelques outils de Paraview, afin d’avoir une idée sur l’approche du fonctionnement du programme.

L’interface utilisateur comprend un certain nombre de menus décrits ci-dessous :

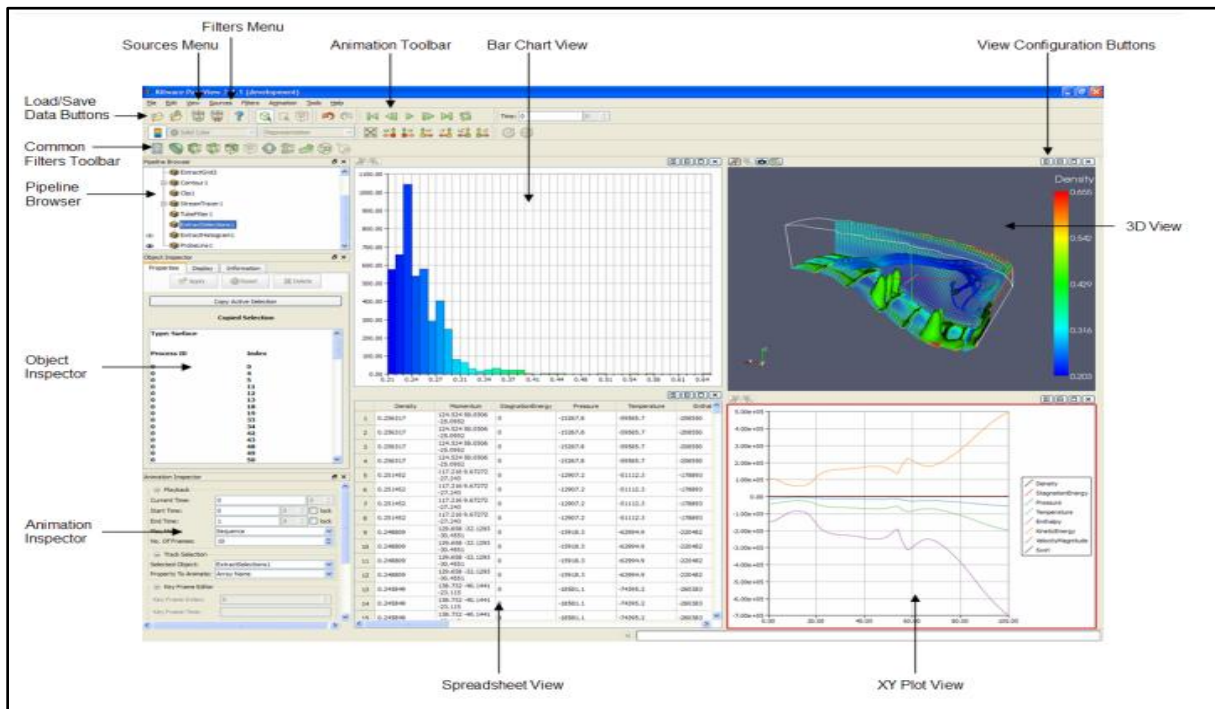


Figure VI.2: Interface utilisateur de Paraview

Tableau VI-1: Menus de Paraview

Pipeline browser	Affiche le panneau de visualisation de la session Paraview
Views	Fenêtres dédiées à la représentation des données (vue 3D, graphe XY , tableau, histogramme,...)
Animations	Boutons pour la gestion d’animation
Sources menu	Donne la liste des données présentes sur Paraview
Filters menu and toolbar	Création de la liste des algorithmes de visualisation sur les données disponible
Load data button	Chargement de données dans Paraview sous différents format
Save data button	Enregistre les données de Paraview sous différents formats

8.2.1) Chargement des données sur Paraview

Il y a plusieurs façons de charger des données sur Paraview. Une méthode est d'utiliser l'option 'Open data' depuis le menu 'File' sur la barre des menus afin de spécifier le fichier de données.

Une autre méthode de chargement de données sur Paraview est de charger une session enregistrée auparavant par la sélection de l'option 'Load session' à partir du menu du fichier. Les fichiers de la session sauvegardent tous les changements d'état les plus importants sur un fichier qui peut être chargé sur Paraview plus tard afin de recréer l'état du système.

Quand les options 'Open data' ou 'Load session' sont sélectionnées, une boîte de dialogue spécifique apparaîtra nous permettant de choisir le fichier à charger. On peut choisir le type de données grâce aux outils de cette boîte de dialogue.

8.2.2) Formats supportés par Paraview

Par définition Paraview supporte les types suivants :

Fichiers Paraview (.pvd), fichiers VTK (.vtp, .vti, .vtr, .vts, .vtu) , fichiers VTK parallèles (.pvtp, .pvti, .pvtr, .pvts, .pvtu), fichiers Legacy VTK (.vtk), fichiers legacy VTK parallèles (.pvtk), fichiers EnSight (.case), fichiers EnSight Master server (.sos), fichiers HDF5 (.h5), fichiers VRML, fichiers PLOT3D (.xyz, .q) , Lithographie Stéréo (.stl), fichiers BYU (.g), fichiers Banque de données protéine (.pdb), fichiers XMol (.xyz), fichiers XDMF (.xmf), fichiers Raw, fichiers Exodus (.ex2) , fichiers SAF , fichiers Meta Image Data, fichiers Cube Gaussien (.cube).

Des supports pour d'autres formats de fichiers peuvent être ajoutés soit par l'écriture d'un simple fichier de configuration XML, ou par l'implémentation d'un lecteur VTK en C++ et qui sera ajouté au fichier XML pour les lecteurs de Paraview.

On s'intéressera de plus près aux fichiers VTK et VTK parallèles qui seront utilisées dans notre cas d'étude et qui seront stockés après implémentation dans le propre dossier 'tmp' du programme.

8.2.3) Les différents types de représentation

Paraview utilise les représentations géométriques suivantes pour ses formats propriétaires.

- ImageData

Ensemble de points ou cellules sur une grille rectangulaire régulière. Les lignes, colonnes et plans sont parallèles aux axes X, Y, Z.

- RectilinearGrid

Ensemble de points ou cellules sur une grille rectangulaire régulière. Les lignes, colonnes et plans sont parallèles aux axes X, Y, Z. Si la topologie des données est régulière la géométrie ne l'est que partiellement car l'espace entre les points est variable.

– **StructuredGrid**

Ensemble de points avec une topologie régulière et une géométrie irrégulière définie par un ensemble de coordonnées.

– **UnstructuredGrid**

Ensemble de points ayant une topologie et une géométrie complètement non structurée. Une grille non structurée est définie par des points, des cellules et des types de cellules.

– **PolygonalData**

Ensembles de primitives (points, lignes, polygones, triangles ou toutes autres structures) utilisées pour représenter le modèle à tracer.

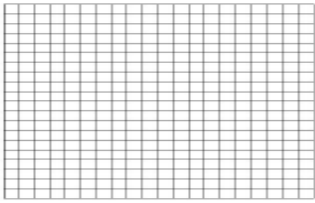
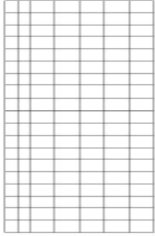
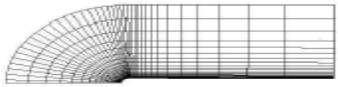
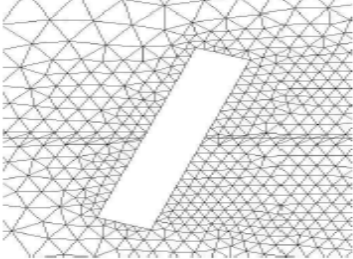
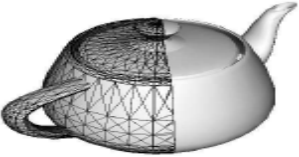
		
Image Data	Rectilinear Grid	Structured Grid
		
Unstructured Grid	Polygonal Data	

Figure VI.3: Différents types de maillage lisible par Paraview

8.2.4) *Menus Paraview*

Menu views :

Il permet de gérer l’affichage des palettes dans l’interface selon le besoin de l’utilisateur. Il existe plusieurs palettes comme : Display, Propriétés, Information...

Menu des filtres :

Les filtres sont des outils graphiques permettant de réaliser un certain nombre d’opérations courantes sur les données lues comme des calculs d’isosurfaces, des coupes ...etc. Le menu *Filters* comprend plus de 80 filtres classés dans différentes catégories *Recent*, *Common*, *Data* *Analysis*, *Alphabetical*.

Seuls ceux effectivement compatibles avec les données à représenter sont affichés (les autres sont en grisé).

Pour cette étude, on a besoin de quelques filtres, à savoir :

- Plot Over line : Ce filtre nous permet d'explorer les données le long d'une ligne, par la création d'une ligne d'interaction et le tracé des attributs le long de cette ligne. On peut changer la position de cette ligne à tout moment et voir les attributs qui vont avec. il dessine un graphe qui donne la longueur de la ligne sur l'axe des abscisses et les données présentées sur l'axe des coordonnées.
- Slice : il dessine l'intersection de la géométrie avec un plan. Le filtre peut être configuré pour qu'il donne les axes du domaine coupé.

V.9) Conclusion

Le domaine de la simulation des écoulements est étroitement lié au développement des outils informatique. Le calcul, ainsi que la visualisation sont des étapes très importante dans l'étude de ce phénomène complexe et très exigeant en matière de performance de calcul.

Le choix de l'utilisation du code Palabos et l'outil de visualisation Paraview est fait pour la raison qu'ils soient compatibles et complémentaire, et ils offrent plusieurs possibilités d'aide à la simulation.

Mais la caractéristique la plus intéressante est la nature open-source de ce code, en donnant un accès illimité pour les intéressés par ce domaine, ce qui constitue une opportunité pour leur développement continu, en constituant une contribution significative au monde de la simulation.

Chapitre VII: Simulation et analyse des résultats

V.10) Introduction

Pour élucider les caractéristiques de l'écoulement hydrodynamique suite à une rupture de barrage, on va utiliser le code de simulation des écoulements nommée Palabos, ce code utilise la méthode de lattice Boltzmann. Et la visualisation des résultats est faite par le logiciel Paraview.

Une simulation de l'échec du barrage de Laàdira est faite pour éclaircir les conséquences qui peuvent être observées et permettre aux parties prenantes et aux gestionnaires de prendre des décisions en tenant compte de ce risque.

V.11) Insertion des données

Le programme de la rupture du barrage nécessite l'introduction des données du terrain pour entamer la simulation de l'écoulement dans ce domaine d'étude.

Sachant que le code Palabos peut être modifié sous son format de programmation en C++, les données ne peuvent qu'être introduites sous forme mathématique géométrique. C'est pour ça, les rives du cours d'eau sont approximer à un ensemble de droites.

Les droites sont obtenues à partir du logiciel Google earth, et analysées par le programme Civil3D, en déterminant les coordonnées des points de chaque droite, et en déterminant les équations des droites –sous forme paramétrique- pour les insérer dans le programme.

Une droite est déterminée par deux points A(x1, y1) et B(x2, y2), l'équation de la droite est :

$$y = \frac{y2-y1}{x2-x1} * x + \frac{y2*x1-y1*x2}{x1-x2} \quad (\text{VII-1})$$

Après la détermination de toutes les droites, ainsi que toutes les coordonnées des points, on introduit les droites sous leur forme mathématique pour obtenir une approximation linéarisé des rives de l'oued. La rive contient aussi la partie amont, dite retenue.

V.12) Discrétisation du domaine

La méthode de lattice Boltzmann base sur la discrétisation du domaine spatio-temporelle pour effectuer le calcul hydrodynamique sur ce domaine.

La discrétisation est l'élément clé du calcul numérique, et le code Palabos donne une discrétisation homogène suivant les trois directions de l'espace, en d'autres terme le pas d'espace est le même selon les trois dimensions. Ce qui représente l'inconvénient majeure dans notre cas d'étude, suite au les dimensions disproportionnées suivant x, y et z. Puisque l'obtention des valeurs précise nécessite le raffinement du maillage, ce qui augmente le nombre de mailles de façon exponentielle, ce qui met en question l'outil de calcul utilisé, ainsi que le temps nécessaire de calcul.

L'intervalle de discrétisation de l'espace Δx est le résultat de la division de la longueur de référence sur le nombre de mailles désiré. Dans le code du programme, on a pris l_z comme la longueur de référence. Le nombre de mailles est introduit en considérant la précision voulue.

$$\Delta x = \frac{l_z}{N} \quad (\text{VII-2})$$

Puisque le maillage est homogène, on a par la suite $\Delta x = \Delta y = \Delta z$.

L'intervalle de discrétisation du temps Δt représente le temps nécessaire pour faire une seule itération. Il est introduit manuellement avant le lancement du programme. Plus le pas de temps est petit, plus la précision est meilleure, plus le temps de calcul est long.

V.13) Caractéristiques de la simulation

V.13.1) Schéma du cours d'eau

La zone d'étude est divisée en deux parties : la partie amont du barrage et sa partie aval. La partie amont représente la retenue du barrage en plan des hautes eaux avant la rupture et la partie aval représente le cours d'eau, qui est initialement à sec.

Le cours d'eau est divisé par des sections de contrôle qui permettent d'obtenir des résultats du calcul. La section 1 correspond au corps du barrage.

La simulation se fait en 3 dimensions, avec un maillage homogène selon ces 3 dimensions, ce qui explique la zone d'étude limitée sur la quel s'exécute la simulation.

En fait, on a essayé de prendre des zones plus larges, mais les machines de calcul n'ont pas pu exécuter le programme, faute de mémoire Ram et d'insuffisance de performance de calcul.

Sachant que le code Palabos considère sa zone comme dans une boîte parallélépipédique, c'est-à-dire il ne considère pas seulement le domaine de calcul, ce qui augmente considérablement les exigences de mémoire. Par exemple, le programme est exécuté sur une zone qui a les dimensions suivante :

$l_x = 2491,0$; $l_y = 3330,0$; $l_z = 15,0$; (en mètres)

Donc si on choisit $N=15$; on aura le nombre de mailles totale égale à $M=124\ 425\ 450$ donc on aura plus que 124 millions de mailles. Ce qui est un nombre immense, et les machines de calcul disponible ne peuvent plus calculer.

Pour obtenir des résultats, deux possibilités sont offertes, soit on diminue d'avantage les dimensions de la zone d'étude, ou bien on perd en précision. En réalité, on a essayé d'optimiser entre les deux choix, puisque en premier lieu, on a diminué l'espace de la simulation, et on a aussi diminué la précision.

La diminution de la précision consiste en l'augmentation de l'intervalle spatiale, par la diminution du nombre de mailles, en manipulant le nombre N cité ci-haut.

Les paramètres utilisés pour le lancement de la simulation sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1: Paramètres de la simulation

Paramètres spatiale	Longueur suivant l'axe x	$l_x=2491,0$ (m)
	Longueur suivant l'axe	$l_y=3330,0$ (m)
	Longueur suivant l'axe	$l_z=15,0$ (m)
	Nombre de mailles suivant l'axe z	$N=8$
	Longueur de la maille	$\Delta x=\Delta y=\Delta z=1,875$ (m)
Paramètres temporelle	Le temps de chaque itération	$\Delta t= 10^{-3}$ (s)

En choisissant ces paramètres, on aboutit à un nombre de mailles égales à 18.875.581 mailles. (Presque 19 millions de mailles)

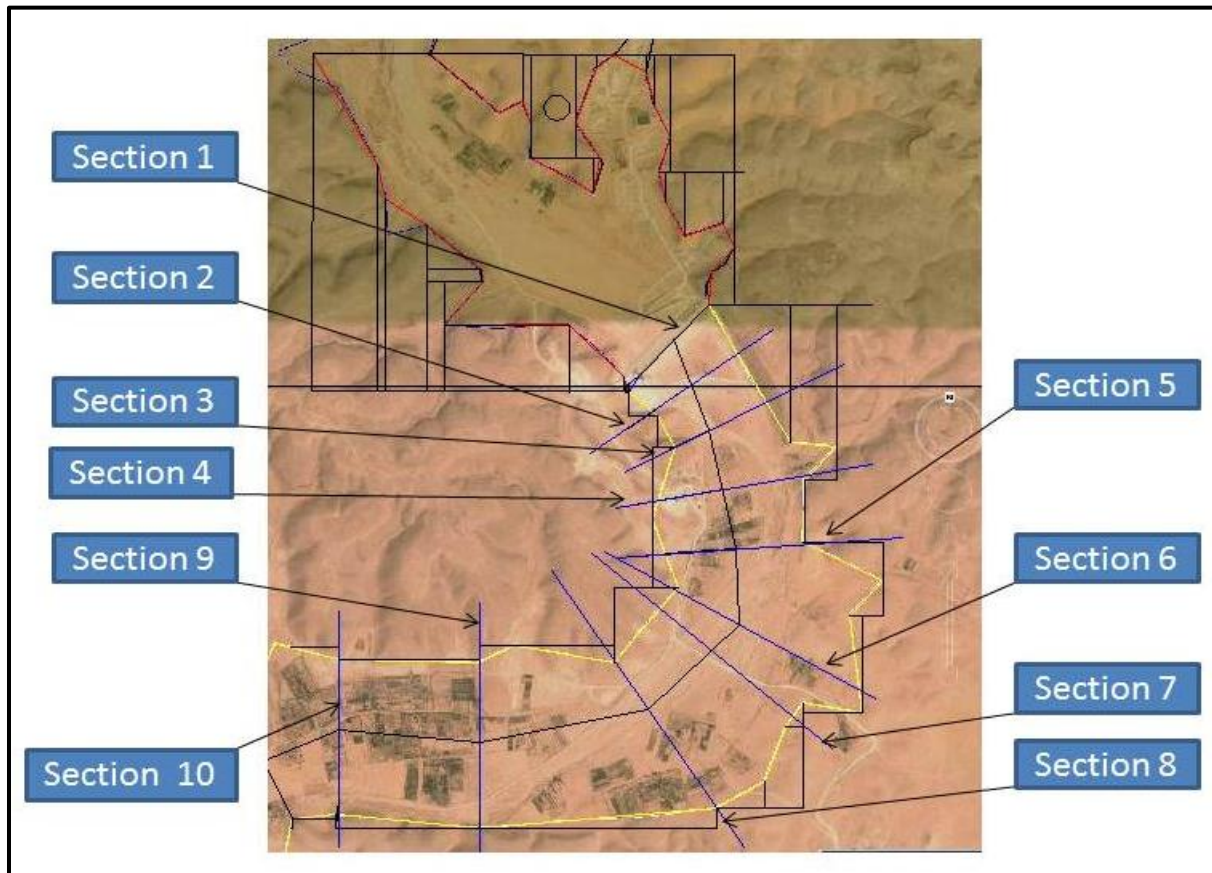


Figure VII.1: Les sections de lecture de données sur le cours d'eau

V.13.2) Hypothèses de calcul

- Le cours d'eau est imperméable, il n'y a ni apport ni fuites ;
- Les parois latérales (les berges) sont considérées perpendiculaires, donc chaque section est prise comme rectangulaire ;
- Le cours d'eau à l'aval du barrage est sec avant la rupture;
- L'eau a une densité égale à 1 et une viscosité de 10^{-6} ;
- L'absence du transport solide ;

V.13.3) Conditions aux limites

- Les parois sont rigides, il n'y a pas de déformation des parois dans la zone de calcul ;
- La condition aux limites aux parois est bounce-back, c'est la condition de non-glissement entre les particules fluides et les parois (la vitesse dans la paroi est nul $v_{\text{paroi}}=0$ m/s) ;
- Les berges sont simulées à des droites ;

V.13.4) Condition initiales

- Le barrage est plein, le niveau est au plan des hautes eaux, et sa rupture résulte du déversement de l'eau au-dessus de la crête ;

- La rupture du barrage est brutale. Il ne doit pas être le cas pour un barrage en remblai, mais le choix est justifié par le fait que le pas de calcul est très grand ; ce qui ne permet pas de faire une brèche seulement ;
- Avant la rupture, l'eau dans la retenue est immobile, on néglige la présence de vagues ou de remous dans l'eau ;

V.14) Résultats de la simulation

Après 10 jours du lancement du calcul dans une station de calcul à (6 cores) au laboratoire du département d'hydraulique à l'école nationale polytechnique, on a obtenu les résultats après 130 000 itérations.

V.14.1) Le temps d'arrivée de la vague d'eau

Le temps d'arrivée de l'onde de submersion le long de la vallée est représenté dans la figure suivante.

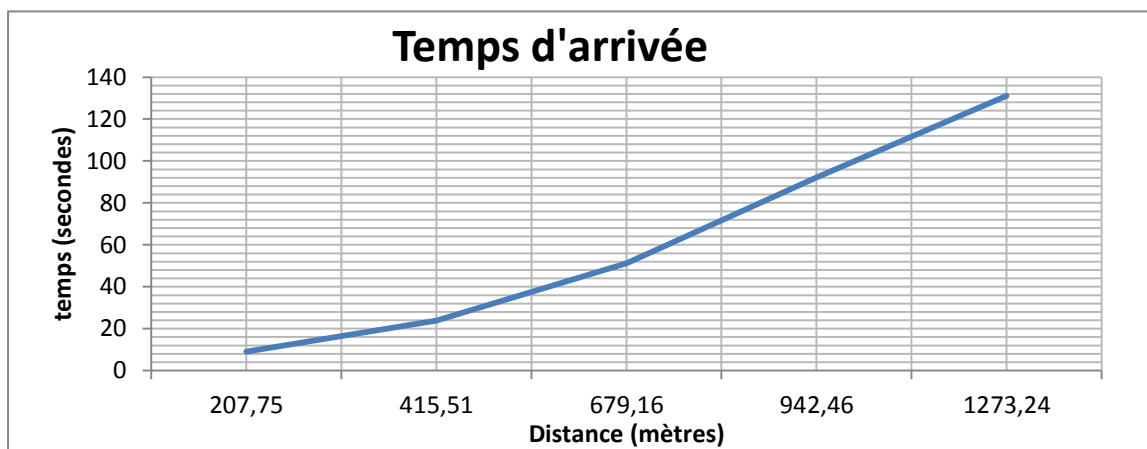


Figure VII.2: Le temps d'arrivée de l'onde en fonction de la distance du barrage

On remarque que le temps d'arrivée de la vague d'eau générée par la rupture augmente en fonction de la distance parcourue dans la vallée. L'accroissement de la courbe devient plus accentué avec le temps. Ceci est dû à la perte d'énergie de la vague, ainsi qu'à l'élargissement relatif de la vallée.

Le temps de propagation du barrage jusqu'à la section 6 (1273 mètres du barrage) est de 131 secondes (2 minutes et 11 secondes).

V.14.2) Les hauteurs maximales dans les sections

Les hauteurs maximales de l'onde de rupture sont très intéressantes dans cette étude, comme elles permettent d'évaluer le risque que présente cette onde, ainsi qu'ils déterminent les zones inondables.

Les graphes suivants donnent les hauteurs maximales atteintes dans chaque section du cours d'eau en fonction du temps.

➤ Section 1

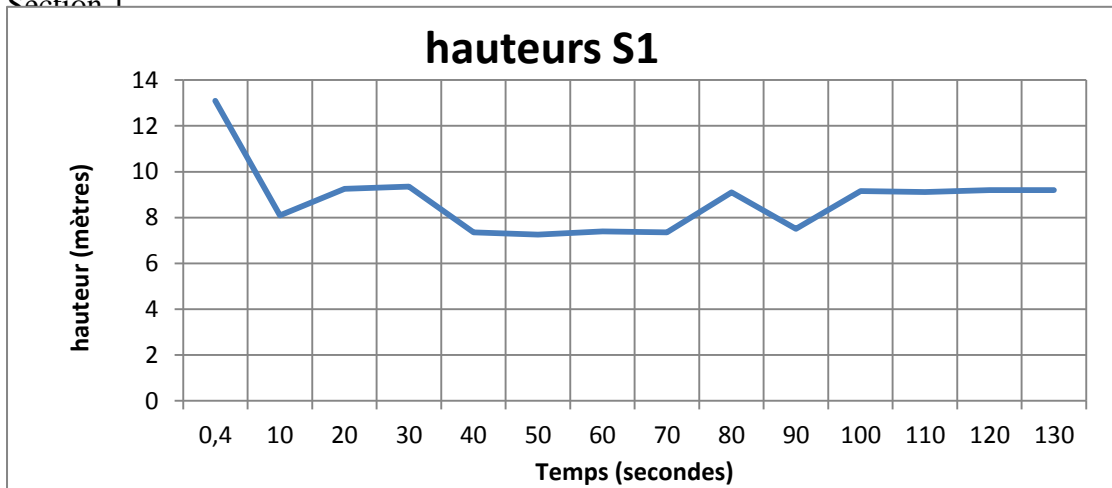


Figure VII.3: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 1)

➤ Section 2

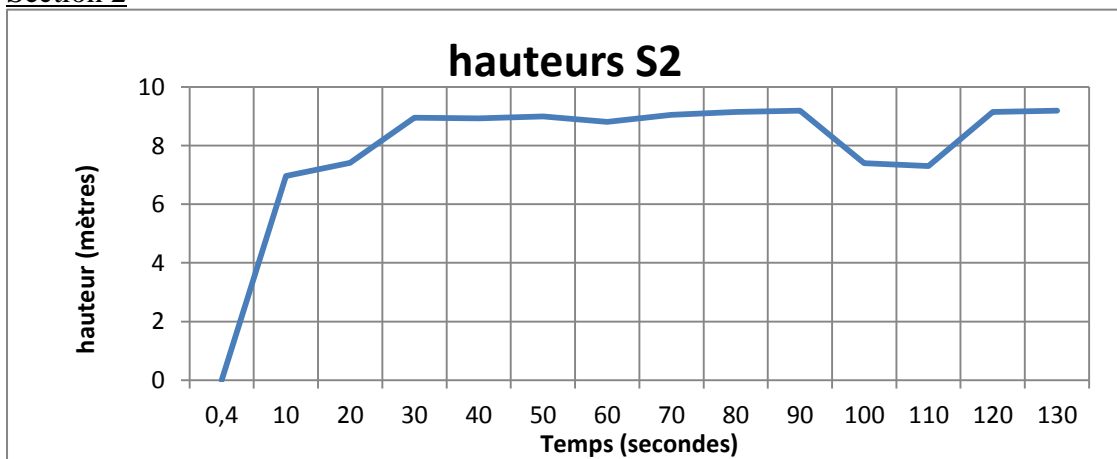


Figure VII.4: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 2)

➤ Section 3

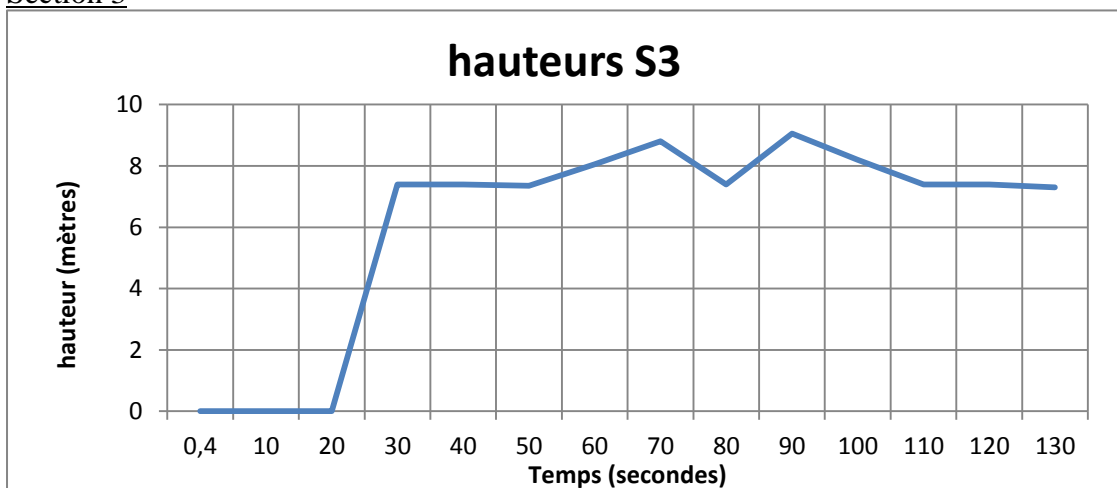


Figure VII.5: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 3)

➤ Section 4

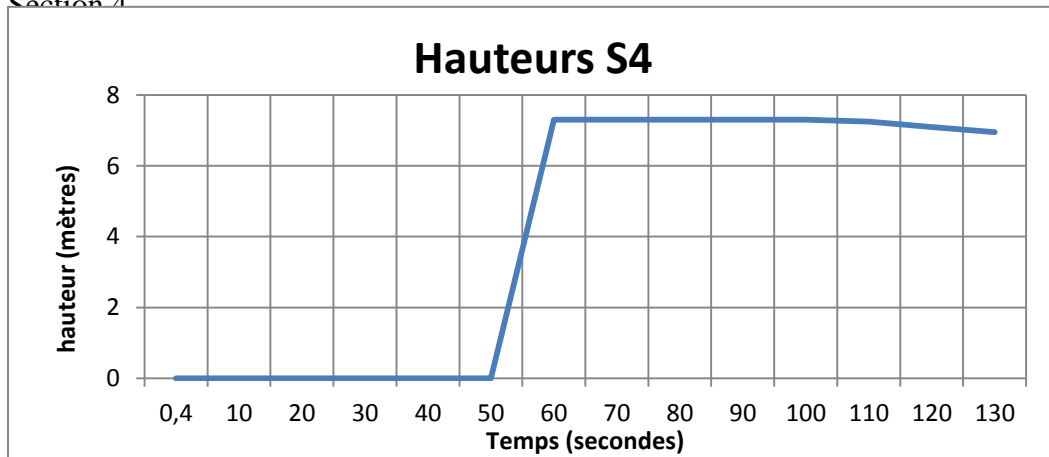


Figure VII.6: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 4)

➤ Section 5

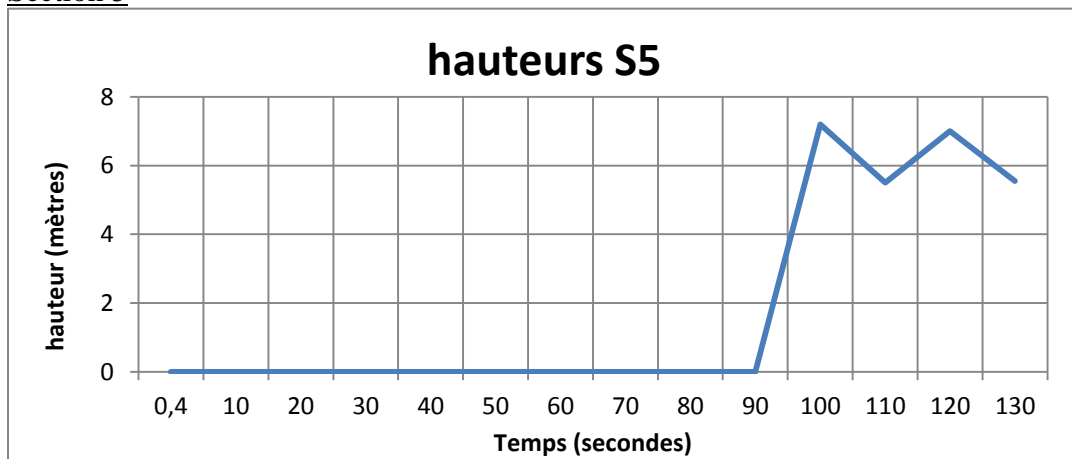


Figure VII.7: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 5)

➤ Section 6

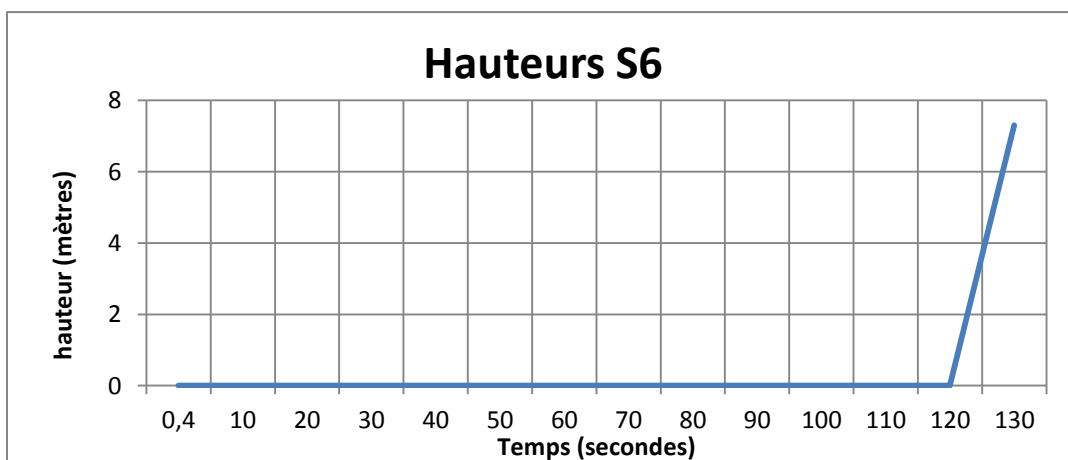


Figure VII.8: Les hauteurs maximales d'eau en fonction du temps (Section 6)

Interprétation de résultats :

Les résultats obtenus indiquent une diminution des hauteurs maximales calculées d'une section à l'autre, puisque la section 1 atteint la hauteur de 13,1 mètres, alors que la section 2 atteint 9,2 mètres, ainsi de suite jusqu'à atteindre 7,3 dans la section 6.

On remarque ainsi qu'il existe une chute de hauteur considérable de la hauteur dans la section 4 (de 9,2 à 7,3 mètres), et cela serait dû à l'élargissement brusque du canal observé entre les sections 3 et 4.

Si on porte notre attention sur le commencement de la mesure des hauteurs, ce qui indique la hauteur du front d'onde, on peut remarquer que, sauf la première section, les valeurs sont très proches les unes des autres, puisque on a une valeur de 6,9 m pour la section 2, 7,4 m pour la section 3, la section 4 donne 7,3 m, et on a 7,2 m dans la section 5 et enfin la section 6 donne 7,3 m. Donc on se permet de dire que le front de la vague garde une hauteur presque constante.

Si on porte notre analyse sur chaque section, on peut distinguer une fluctuation des hauteurs enregistrées, avec une différence de 1,5 à 2 mètres entre les hauts et les bas de ces fluctuations. Ces fluctuations doivent être un résultat des remous présent dans la l'onde de rupture, ainsi qu'au changement de largeur de section du cours d'eau. Cependant il en reste à rappeler que la moyenne de ces fluctuations aussi diminue d'une section à l'autre.

Pour identifier le risque sur la vallée aval, la hauteur constitue un bon indicateur sur les dégâts que peut engendrer l'onde de submersion (voir chapitre II, section 11). Pour des valeurs de hauteurs d'eau supérieures à 2 m, les personnes sont menacées même à l'intérieur des bâtiments, et en cas d'érosion des berges, on aura une possibilité d'effondrement des constructions à proximité de l'oued.

Cependant, dans ce cas d'étude, les hauteurs dépassent largement le seuil de 2 m, quand elles varient entre 7,2 et 9,2 m. donc le risque est très élevé dans ce tronçon de l'oued, et la rupture du barrage serait catastrophique.

V.14.3) Les vitesses maximales dans les sections

L'intérêt de l'analyse des vitesses est l'évaluation du risque suite à la rupture, car la vitesse est l'une des paramètres les plus importants pour élucider la force de la vague et sa capacité à causer des dommages dans son passage. Et sachant que l'énergie transportée par l'onde est extrêmement dépendante de la vitesse (vu que l'énergie est la moitié de la masse multipliée par le carré de la vitesse), on donne dans ce qui suit la variation de la vitesse dans chaque section.

➤ Section 1

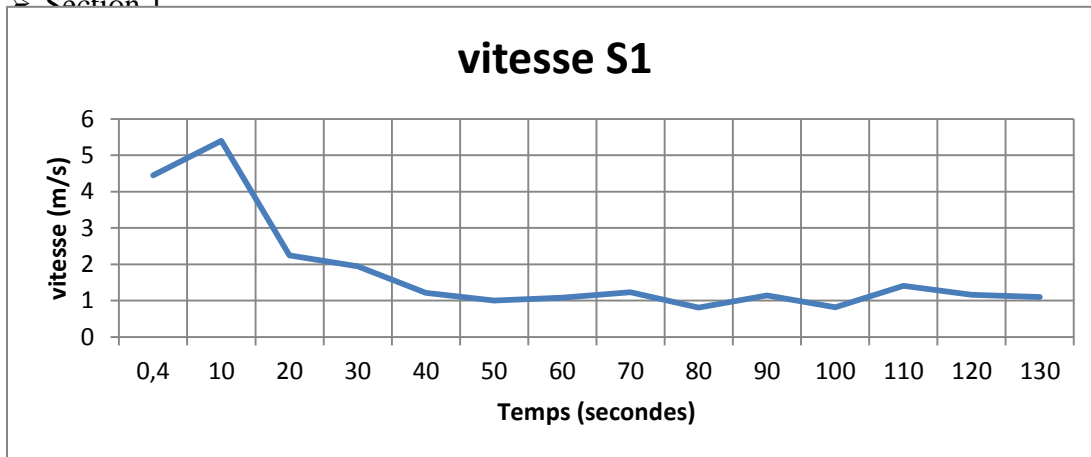


Figure VII.9: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 1)

➤ Section 2

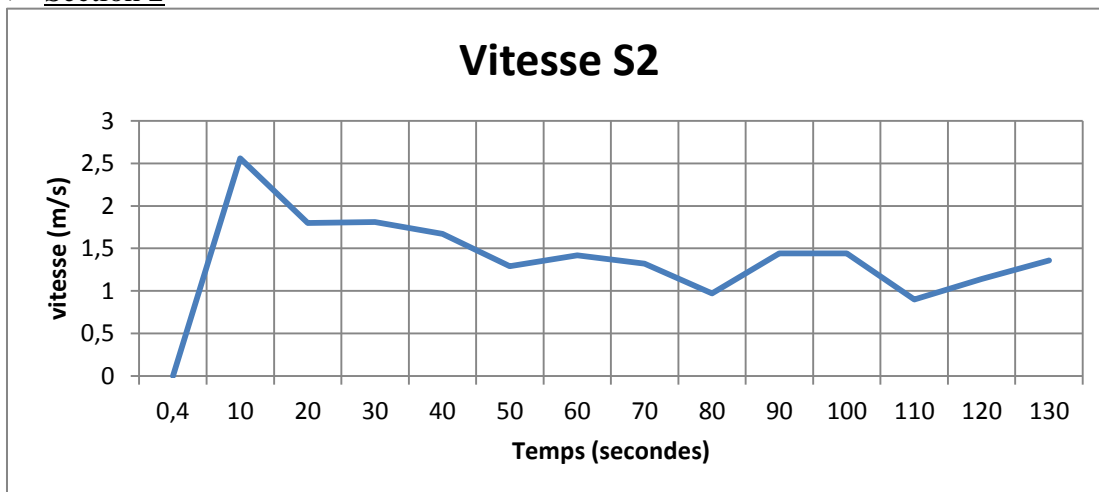


Figure VII.10: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 2)

➤ Section 3

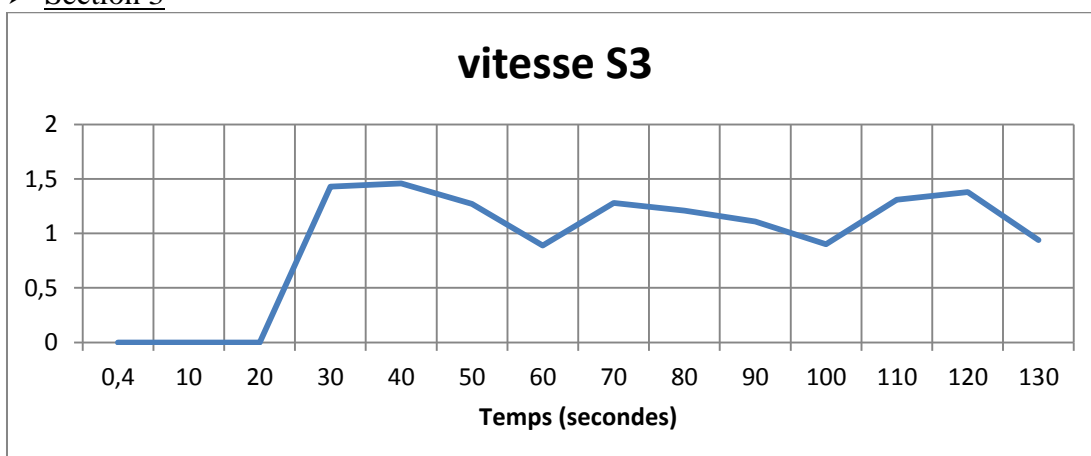


Figure VII.11: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 3)

➤ Section 4

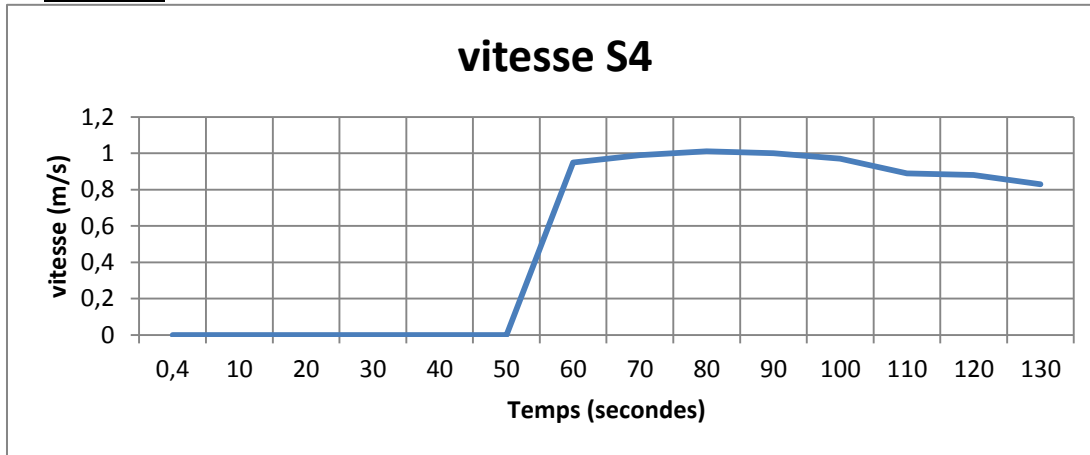


Figure VII.12: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 4)

➤ Section 5

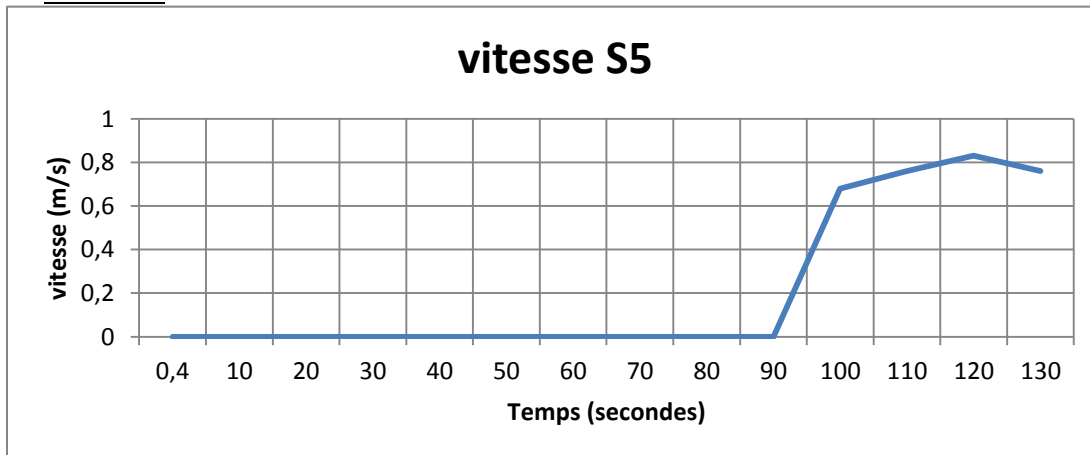


Figure VII.13: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 5)

➤ Section 6

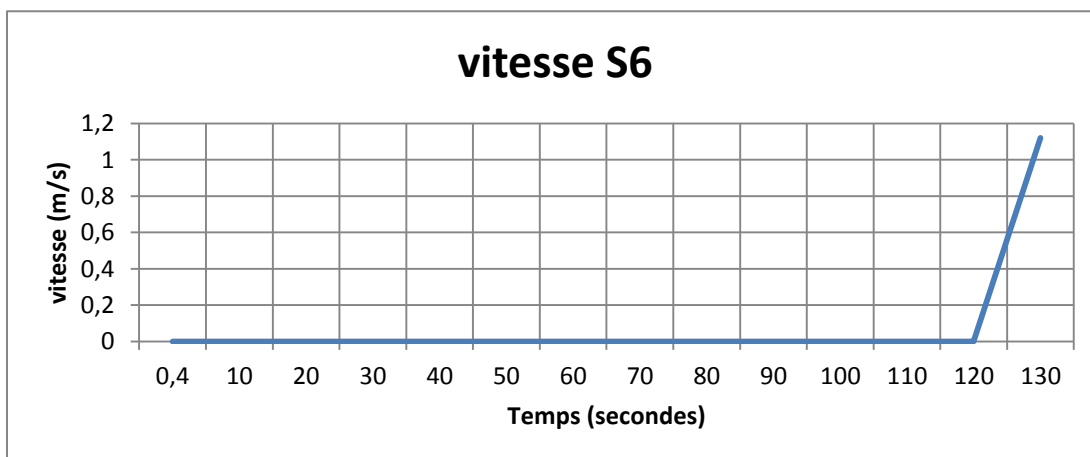


Figure VII.14: Les vitesses maximales en fonction du temps (Section 6)

Interprétation des résultats

Les résultats sur les vitesses ont une tendance décroissante en fonction de la distance parcourue par l'eau, donc en fonction des sections. Car pour la première section, on a une vitesse maximale qui atteint 5,40 m/s, et elle a la valeur de 2,56 m/s pour la deuxième section, et en diminuant jusqu'à atteindre dans la sixième section une valeur de 1,12 m/s.

Cette attitude décroissante peut être justifiée par la dissipation d'énergie dans l'eau suite à la turbulence, et ainsi qu'à l'élargissement de la vallée pour la section 4, 5 et 6.

On peut remarquer ainsi que la vitesse dans les deux premières sections diminue brutalement, et que la première valeur est largement plus grande que les autres. Ce constat est légitime car dans les deux sections l'onde de rupture est écroulée comme un seul front sur la vallée, donc elle a une hauteur relativement élevée et ainsi que les deux (02) premières sections sont plus étroites par rapport aux autres sections.

La vitesse possède aussi des fluctuations localement en fonction du temps, l'amplitude des fluctuations est de l'ordre de 0,50 m/s, ces fluctuations sont un résultat de la variation de la largeur des sections.

La valeur la plus faible des vitesses est observée dans la section 5, elle est de 0,76 m/s, et la plus forte est 2,56 m/s dans la section 2.

Pour l'autre approche de l'évaluation du risque, on ajoute à la hauteur les vitesses observées dans chaque section. Cette méthode consiste à effectuer une multiplication de la vitesse par la hauteur, et évalué le risque. D'après le tableau II.1, si les valeurs résultantes de la multiplication sont supérieures à 2 m²/s, on pourra confirmer l'existence d'un danger sur les personnes et les constructions à côté de l'oued, avec la présence de laves torrentielles qui peuvent détruire les bâtiments vu l'effet de pression engendré par l'énergie cinétique de la vague.

Les valeurs obtenues dans ce contexte sont très importantes pour toutes les sections. Cette quantité varie suivant les sections comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau VII-2: Illustration des valeurs minimales et maximales de la multiplication de la vitesse par la hauteur

Section	Valeur minimale (m ² /s)	Valeur maximale (m ² /s)
1	7,25	58,29
2	6,57	17,84
3	6,86	11,26
4	5,77	7,37
5	4,18	5,81
6	8,18	8,18

A partir du tableau, il est clair que la valeur la plus petite de la vitesse multiplié par la hauteur est de 4,18 m²/s, et les autres sont très importantes comparée au seuil de 2 m²/s.

Donc on aboutit à la même conclusion sur l'importance du danger présent dans ces sections. Et la présence de n'importe quelles personnes ou constructions dans cet intervalle serait extrêmement vulnérable pendant la rupture du barrage.

V.15) Conclusion

Au vu des résultats obtenus, et après l'analyse des hauteurs et des vitesses, on peut donc dire que la rupture du barrage de Laàdira présente une réelle menace sur les vies humaines et les constructions à l'aval du barrage.

Et la vitesse de l'onde rend le temps de réaction très minime pour ceux qui sont juste à l'aval du barrage.

Il en reste à dire que cette simulation était très gourmande en calcul et en temps, car le calcul est effectué dans un espace à trois (03) dimensions, en augmentant le nombre de particules de et d'opérations de calcul.

Il en reste à citer que le majeur inconvénient de ce code est le maillage homogène qu'il construit pour la simulation, et ceci devient très gênant dans les cas où on a des dimensions disproportionnés. Donc le développement de nouvelles techniques de maillage non-homogène serait d'une très grande utilité, et il permettrait de résoudre de nombreux problèmes à des précisions acceptables.

L'autre inconvénient est le fait que la géométrie de la zone d'étude ne peut être introduite dans sa globalité, ce qui amène faire recours à des approximations de la zone par un ensemble de rives planes et perpendiculaires.

Conclusion générale

Le rôle principale du barrage de Laàdira est la protection des villes de la vallée du M'zab contre les inondations. Ce rôle est assuré par le laminage des crues, en diminuant les débits transportés par l'oued vers la ville à l'aval par rétention d'une fraction de la crue dans son réservoir.

En prenant la crue du 01 octobre 2008 comme une référence, il s'est avéré que la capacité du barrage est mise en cause, du fait que le débit prévue dans l'évacuateur -après remplissage du barrage- est presque trois (03) fois plus intense que le débit maximum supportable par cet évacuateur. Ceci a permis d'accepter la possibilité de sa rupture.

Les expériences antérieures de rupture de barrage montrent que ce phénomène est souvent très grave, et peut susciter des dégâts humains et matériels considérables. Le phénomène de rupture est caractérisé par une onde de submersion qui se propage en détruisant tout sur son passage.

La simulation de cet événement permet de représenter l'impact maximal d'une rupture du barrage projeté en termes de niveaux d'eau, de vitesse sur la vallée et le temps de propagation.

La propagation de l'onde de rupture est l'un des phénomènes qui ne manquent pas de complexité, ou beaucoup de travaux ont été fait. Ces derniers sont basés sur la résolution des équations qui régissent le phénomène.

Plusieurs méthodes existent pour la résolution, et on a choisi celle de lattice Boltzmann, exécutée sous le code de calcul PALABOS. Le choix s'est porté sur cette méthode parce que la méthode, comparée aux autres méthodes, est moins coûteuse en point de vue capacité de calcul, sachant qu'on a procédé à une simulation en 3D. En plus, la méthode est bien adaptée pour le calcul parallèle vu sa linéarité.

Les résultats obtenus par la simulation de la rupture de Laàdira, suite à une crue extrême, sont très alarmants, puisque ils prévoient un risque élevé sur l'infrastructure à l'aval du barrage.

Il est donc conseillé d'établir des stratégies de prévention et de surveillance sur barrage en cas de précipitations intenses, et l'évaluation des possibilités d'échec par des experts dans le domaine.

En plus, il est indispensable d'installer des plans d'alerte de la population, et d'autres pour l'intervention en cas de catastrophe.

Mais il ne faut pas oublier de délimiter les zones inondables, et d'établir une politique d'urbanisation qui permet d'atténuer les dégâts, sinon de les éliminer totalement.

Bibliographies

Boufennech R., Djamai Z. I., (2012). « Simulation d'un écoulement pulsé a motifs périodiques par la méthode lattice Boltzmann ». Thèse d'ingénieur d'état en Hydraulique, Ecole Nationale polytechnique d'Alger, pp.162.

Bureau of reclamation, United States department of the interior, 1987. « Design of small dams», pp. 904.

Carère A. « Barrages ». Techniques de l'ingénieur, pp. 26.

Christophe A., 2010, « Notes de cours Hydraulique a surface libre Phénomènes de propagation : ondes et ruptures de barrage (Bases mathématiques, outils de simulations, applications) ». Laboratoire hydraulique environnementale (LHE), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, pp. 313.

Comité Française Des Grands Barrages, 2002. « Petit barrages, recommandation la conception, la réalisation et le suivi». pp 183.

Dupuis A., (2002). « From a lattice Boltzmann model to a parallel and reusable implementation of a virtual river». Thèse de docteur de l'université de Genève, pp. 210.
Encyclopédie Universalis, 2011.

ENGEES (Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg), 2006. « Fiches techniques Du guide technique Sur le fonctionnement Des déversoirs d'orage », pp 94.

Maxwell Buick J., (1997). « Lattice Boltzmann method in interfacial wave modelling ». Doctor of philosophy, the University of Edinburgh, pp.238.

Ministère de l'écologie et du développement durable, France, 2004. « Les ruptures de barrages », pp. 24

Palabos community. Site officiel du code Palabos (www.plb.org).

Paraview community ParaView manual, A parallel visualization application », 2011, pp. 427.

Salhi L., 2010. « Calcul de l'onde de rupture d'un barrage via la méthode des éléments finis (M.E.F) ». Thèse pour l'obtention de grade de magister en sciences de l'eau. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, pp. 138.

Touaïbia B., (2004). « Manuel pratique d'hydrologie ». Achevé d'imprimer dans les presses Madani Frères Guerrouaou, Blida, 166 pages.

Toubache Y., 2006. « Calcul de l'onde de submersion en aval en cas de rupture de barrage (CASTOR) cas d'un barrage des portes de fer Bordj Bou Arreridj». Thèse pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état. pp 101.

Wikipedia the free encyclopaedia, « La méthode Volume of Fluid (VOF) »

Wolf-Gladrow D., (2000). «Lattice gas cellular automata and lattice Boltzmann models». pp. 282

Zhang J., Kwok D. Y., (2007). « Lattice Boltzmann Method (LBM) ». pp. 5

Annexes

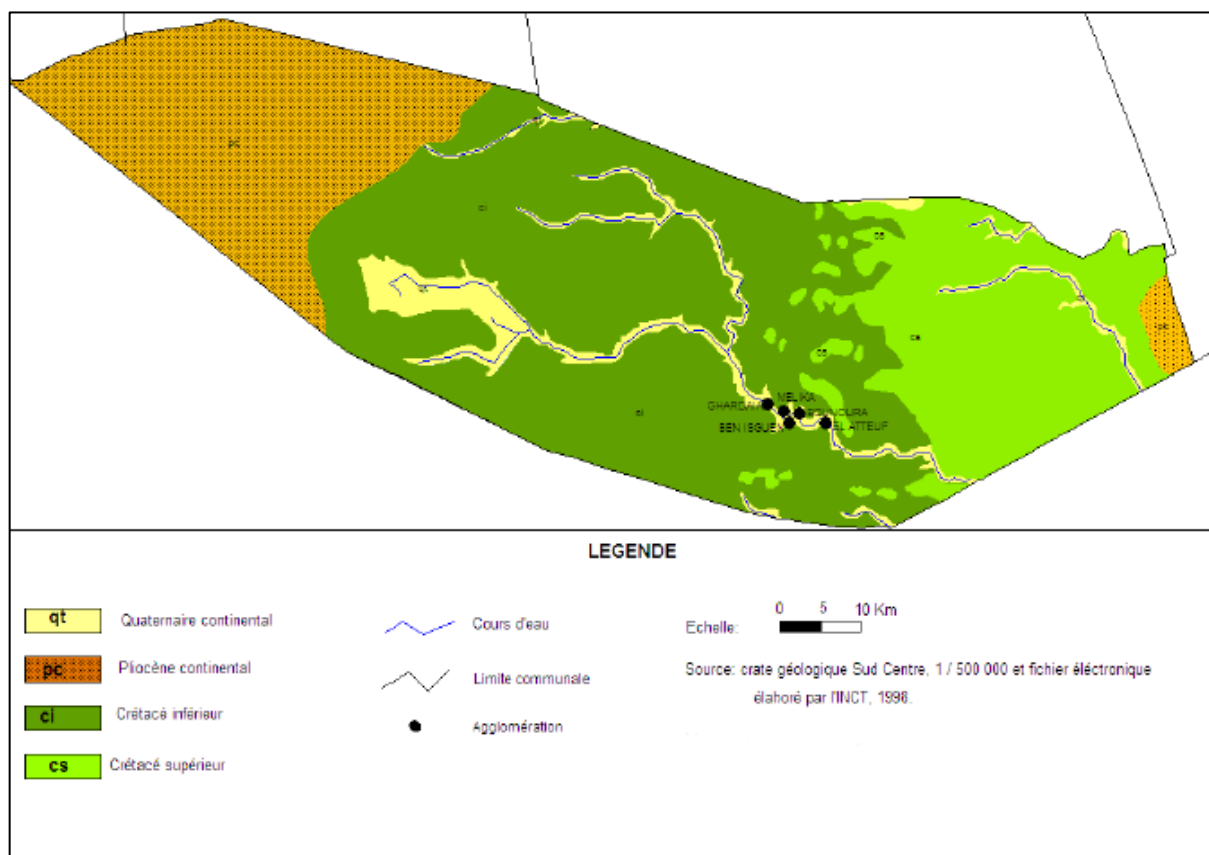


Figure A- 1 : Carte géologique de la région du M'zab

Tableau A- 1:Le temps d'arrivée de la vague en fonction de la distance

Distance (m)	207,75	415,51	679,16	942,46	1273,24
temps (s)	9	23,8	51,2	92,2	131

Tableau A- 2: Les hauteurs et les vitesses d'eau dans les sections pour différents instants

t=0,4 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	13,1	4,45
2	207,75	1686,78	1911,83	0	0
3	415,51	1761,24	1717,88	0	0

t=10					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0,00	1612,32	2105,78	8,1	5,4
2	207,75	1686,78	1911,83	6,97	2,56
3	415,51	1761,24	1717,88	0,00	0,00
t=20 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0,00	1612,32	2105,78	9,25	2,24
2	207,75	1686,78	1911,83	7,41	1,80
3	415,51	1761,24	1717,88	0,00	0,00
t=30 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	9,35	1,94
2	207,75	1686,78	1911,83	8,96	1,81
3	415,51	1761,24	1717,88	7,4	1,43
4	679,16	1817,95	1460,39	0	0
t=40 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	7,35	1,21
2	207,75	1686,78	1911,83	8,93	1,67
3	415,51	1761,24	1717,88	7,4	1,46
4	679,16	1817,95	1460,39	0	0
t=50 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	7,25	1
2	207,75	1686,78	1911,83	9	1,29
3	415,51	1761,24	1717,88	7,35	1,27
4	679,16	1817,95	1460,39	0	0
t=60 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)

1	0	1612,32	2105,78	7,4	1,08
2	207,75	1686,78	1911,83	8,81	1,42
3	415,51	1761,24	1717,88	8,05	0,89
4	679,16	1817,95	1460,39	7,3	0,95
5	942,46	1874,67	1202,91	0	0
t=70 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	7,35	1,23
2	207,75	1686,78	1911,83	9,05	1,32
3	415,51	1761,24	1717,88	8,8	1,28
4	679,16	1817,95	1460,39	7,3	0,99
5	942,46	1874,67	1202,91	0	0
t=80 s					
n° section	Distance (m)	x (m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	9,1	0,81
2	207,75	1686,78	1911,83	9,15	0,97
3	415,51	1761,24	1717,88	7,4	1,21
4	679,16	1817,95	1460,39	7,3	1,01
5	942,46	1874,67	1202,91	0	0
t=90 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	7,5	1,14
2	207,75	1686,78	1911,83	9,2	1,44
3	415,51	1761,24	1717,88	9,05	1,11
4	679,16	1817,95	1460,39	7,3	1
5	942,46	1874,67	1202,91	0	0
t=100 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	9,15	0,82
2	207,75	1686,78	1911,83	7,4	1,44
3	415,51	1761,24	1717,88	8,2	0,9
4	679,16	1817,95	1460,39	7,3	0,97

5	942,46	1874,67	1202,91	7,2	0,68
6	1273,24	1888	872,39	0	0
t=110 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	9,12	1,41
2	207,75	1686,78	1911,83	7,3	0,9
3	415,51	1761,24	1717,88	7,4	1,31
4	679,16	1817,95	1460,39	7,25	0,89
5	942,46	1874,67	1202,91	5,5	0,76
6	1273,24	1888	872,39	0	0
t=120 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	9,2	1,16
2	207,75	1686,78	1911,83	9,15	1,14
3	415,51	1761,24	1717,88	7,4	1,38
4	679,16	1817,95	1460,39	7,1	0,88
5	942,46	1874,67	1202,91	7	0,83
6	1273,24	1888	872,39	0	0
t=130 s					
n° section	Distance (m)	x(m)	y (m)	Z _{max} (m)	vitesse max (m/s)
1	0	1612,32	2105,78	9,2	1,1
2	207,75	1686,78	1911,83	9,2	1,36
3	415,51	1761,24	1717,88	7,3	0,94
4	679,16	1817,95	1460,39	6,95	0,83
5	942,46	1874,67	1202,91	5,55	0,76
6	1273,24	1888	872,39	7,3	1,12
7	1430,38	1772,92	765	0	0

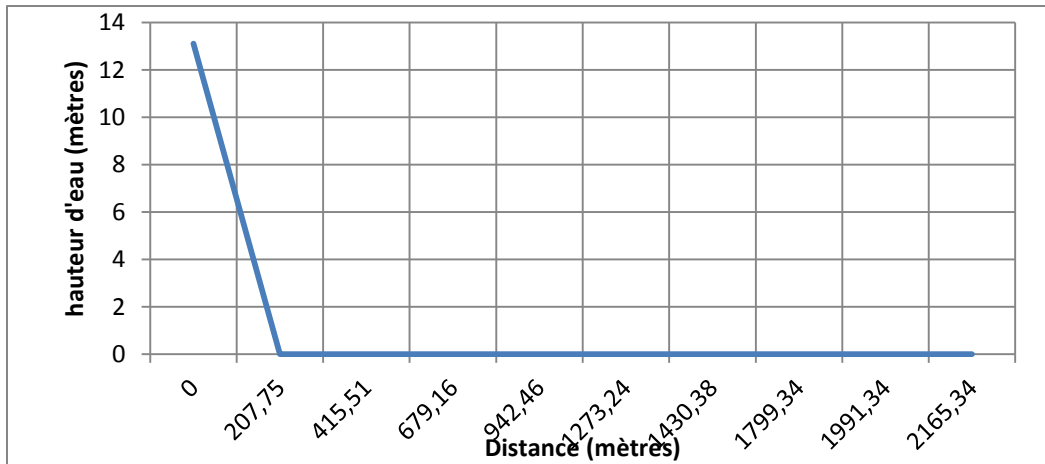


Figure A- 2: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=0,4$ s

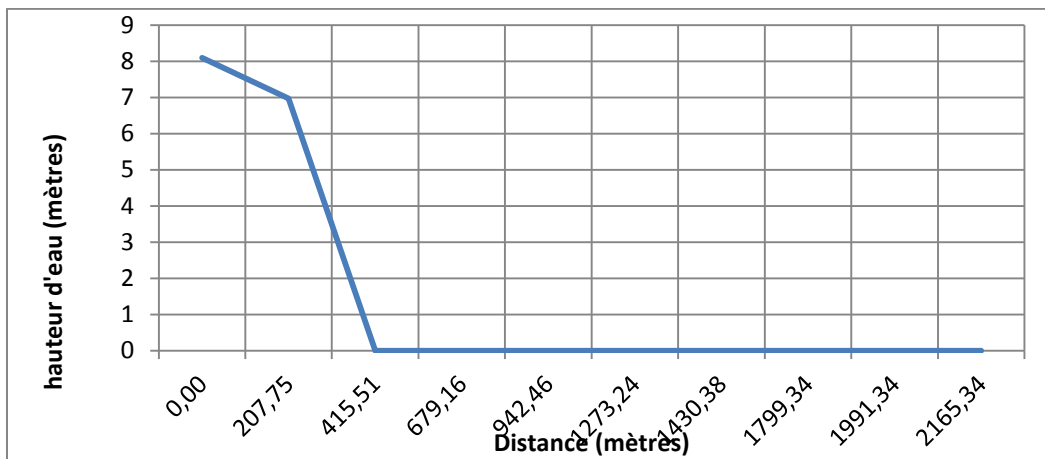


Figure A- 3: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t= 10$ s

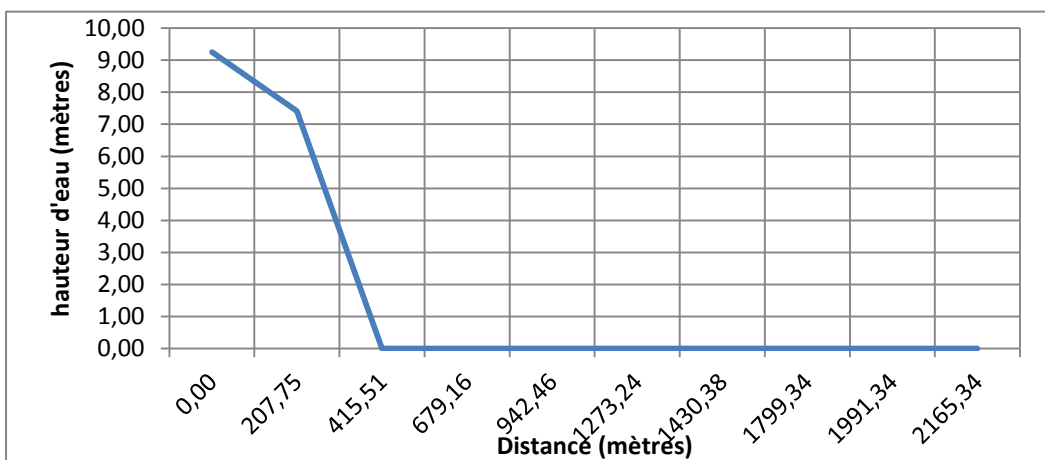


Figure A- 4 : Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=20$ s

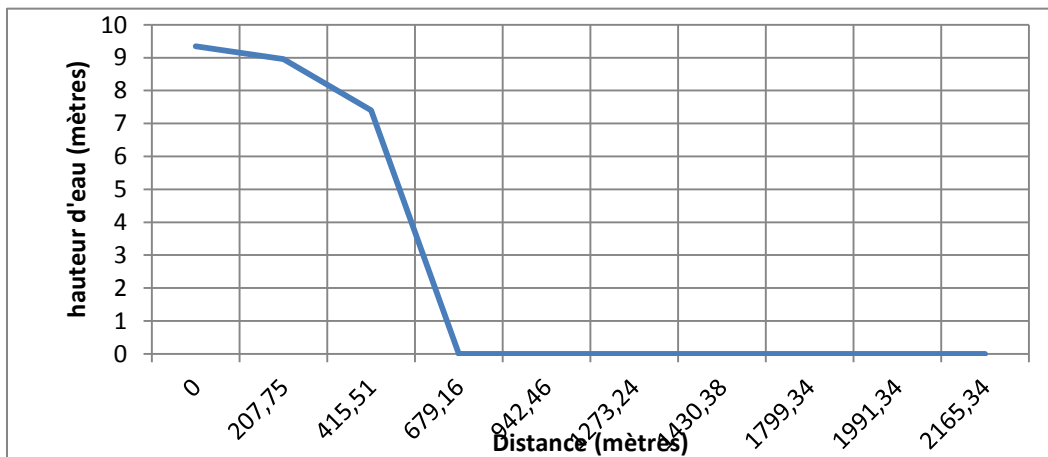


Figure A- 5 : Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t= 30$ s

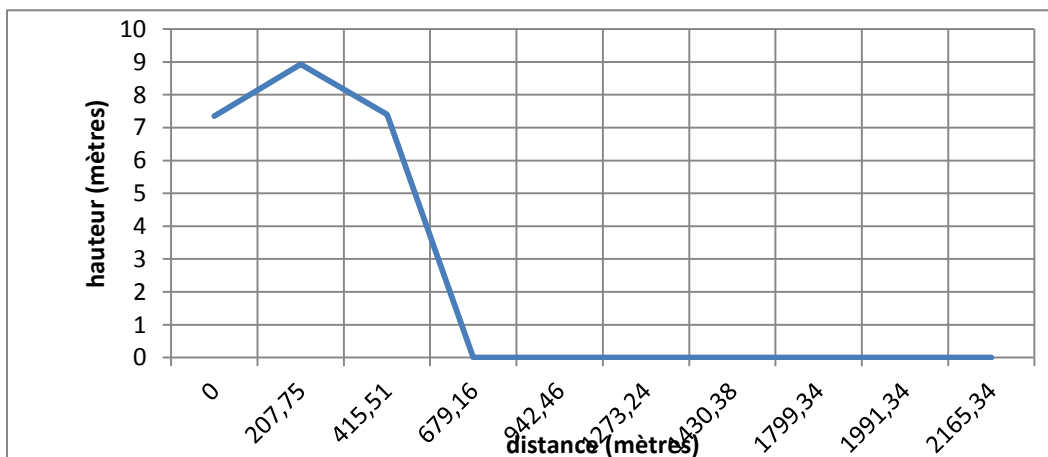


Figure A- 6: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=40$ s

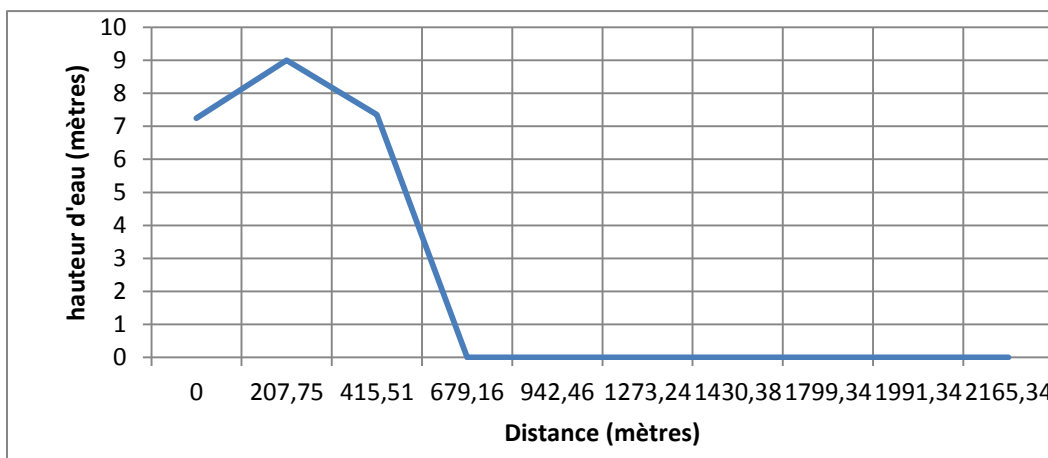


Figure A- 7: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t= 50$ s

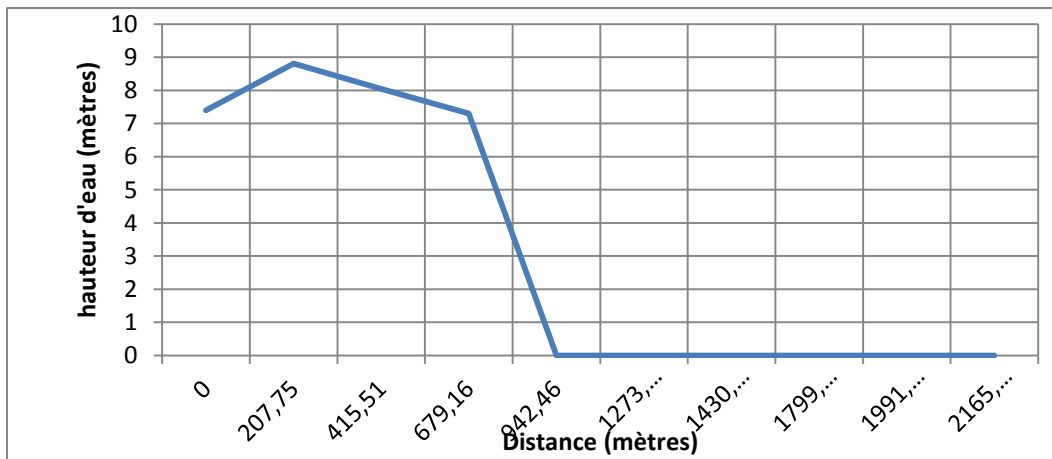


Figure A- 8: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=60$ s

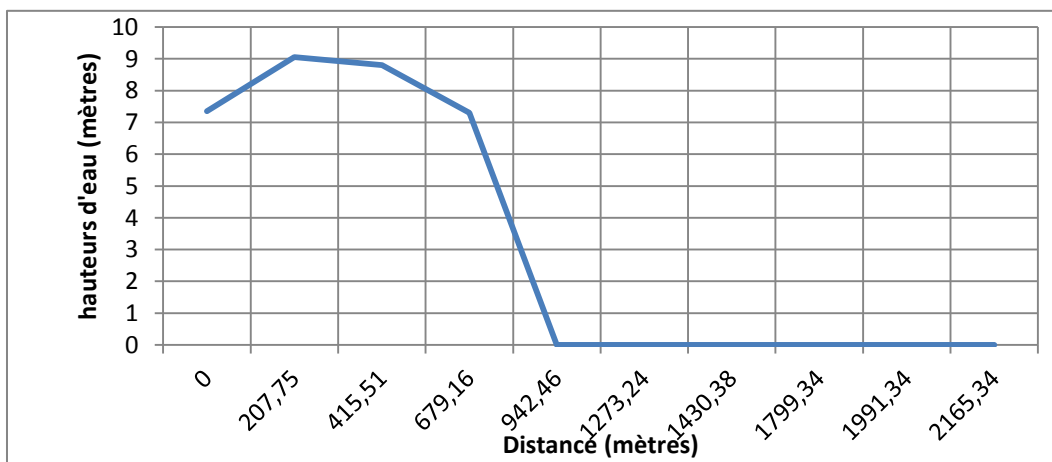


Figure A- 9: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=70$ s

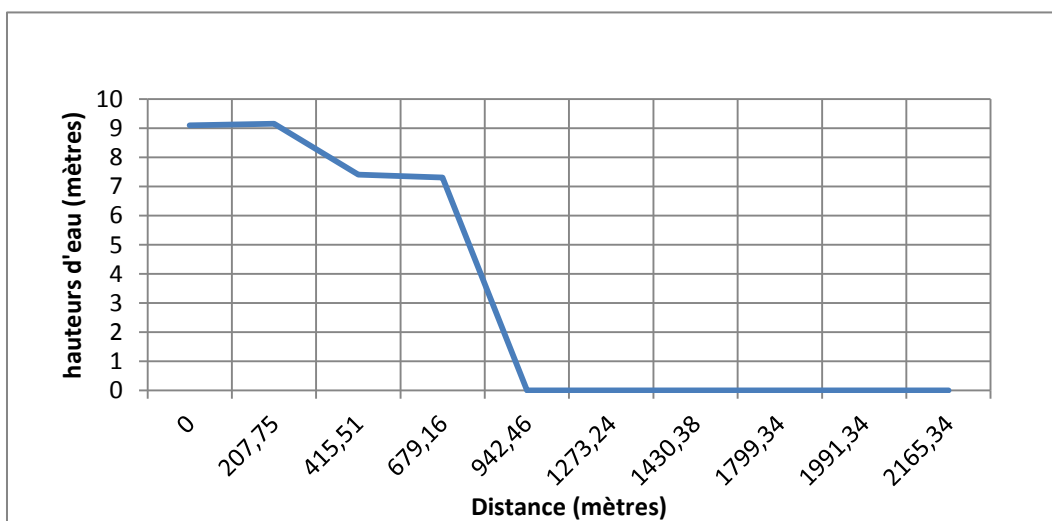


Figure A- 10: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=80$ s

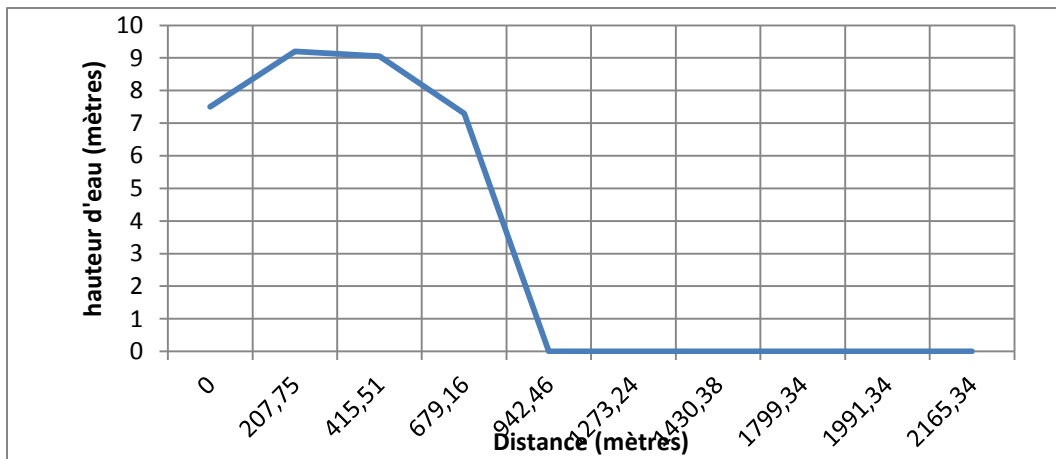


Figure A- 11: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=90$ s

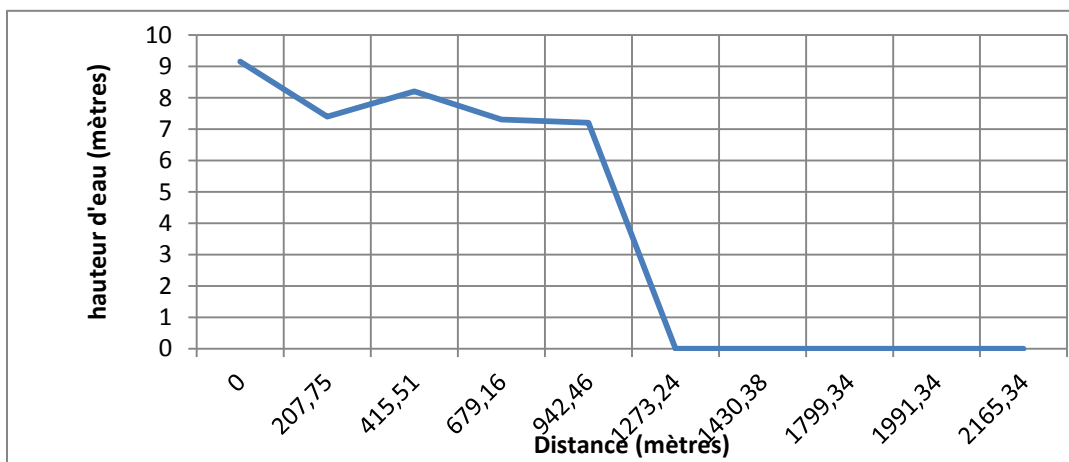


Figure A- 12: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t= 100$ s

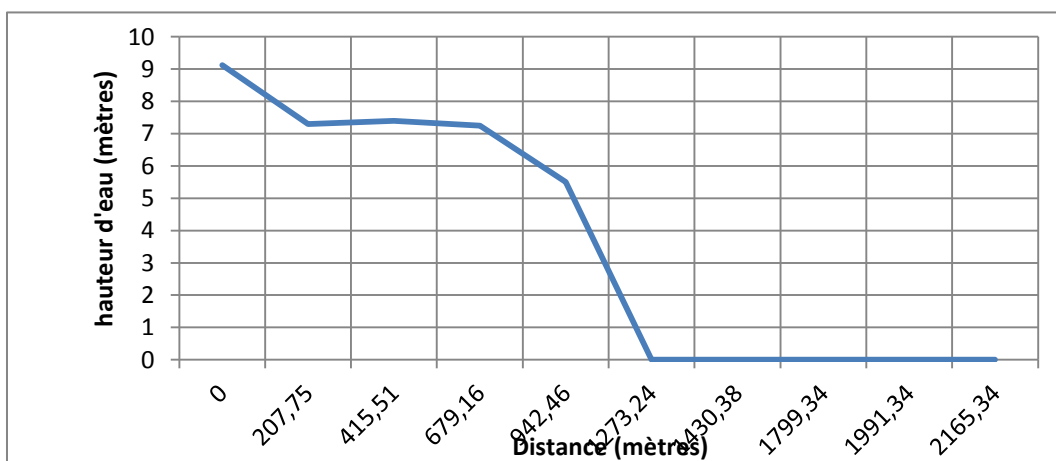


Figure A- 13: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t=110$ s

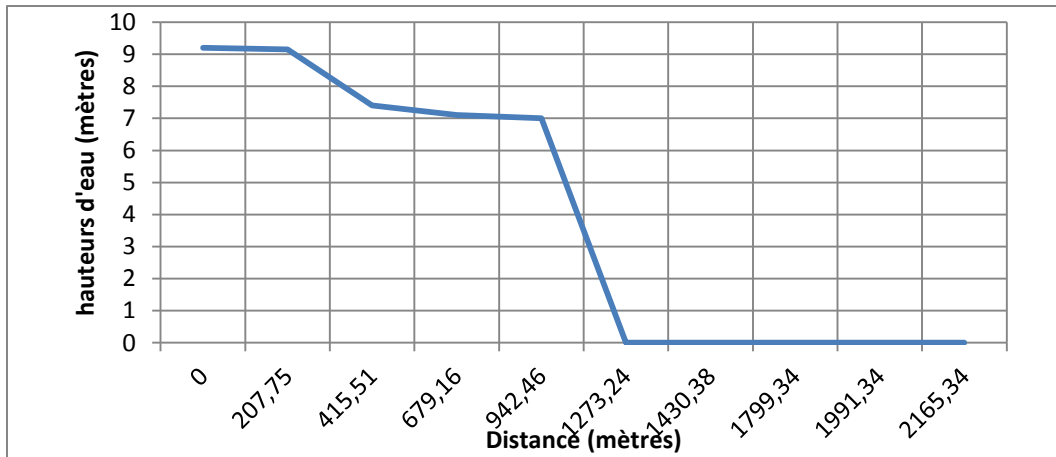


Figure A- 14 : Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t= 120$ s

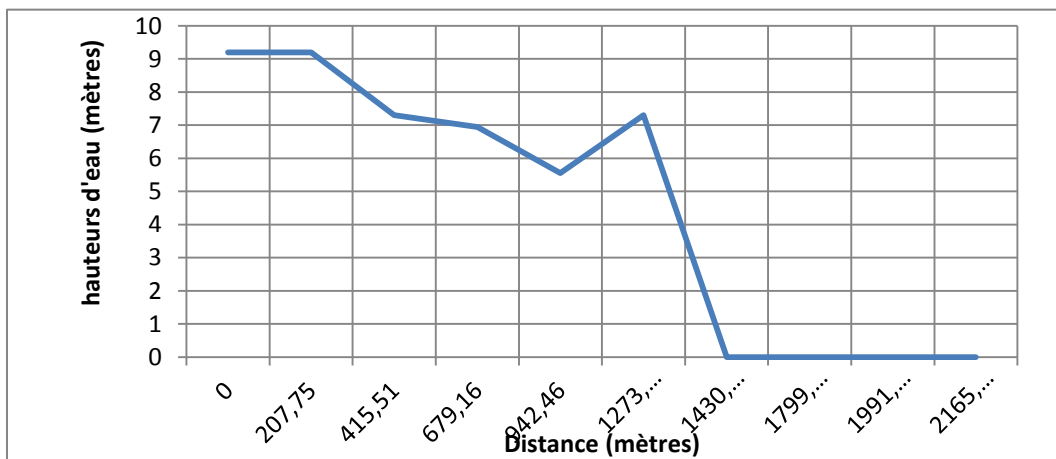


Figure A- 15: Hauteurs d'eau en fonction de la distance à partir du barrage pour l'instant $t= 130$ s