

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf M'sila

FACULTE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

N° :.....



DOMAINE : HYDRAULIQUE

FILIERE : HYDRAULIQUE

OPTION : OH

Mémoire présenté pour l'obtention
du diplôme de master académique

Par : Bachiri Bilal
Brikat Amira

Intitulé

Simulation 2D de la rupture du barrage
d'Oued laars (W. de Batna)
à l'aide du logiciel HEC-RAS

Soutenu devant le jury composé de:

Mr Adjissi Omar

Mr Berghout Ali

Mr Hamidou Mohamed

Université M. Boudiaf - M'sila

Université M. Boudiaf - M'sila

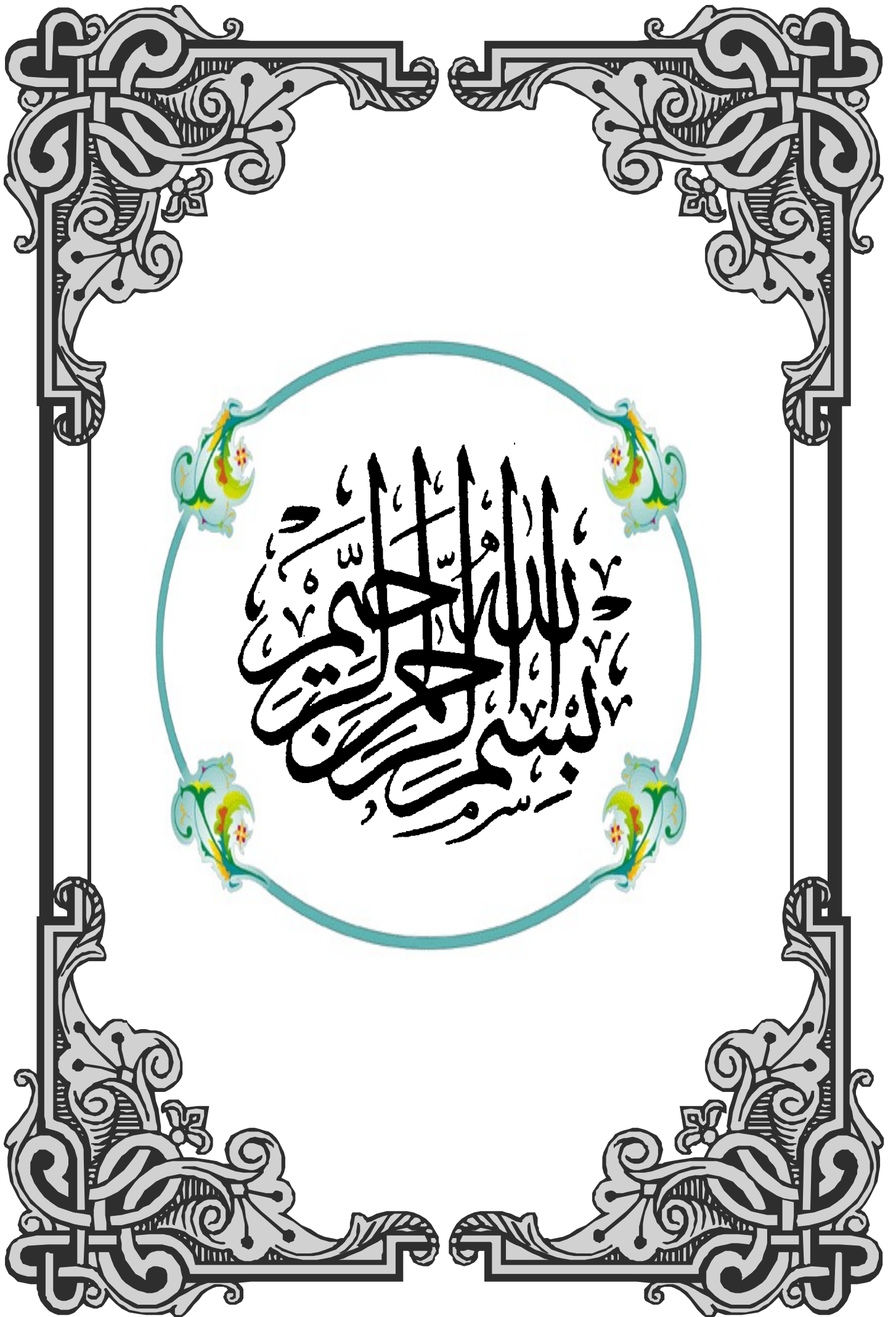
Université M. Boudiaf - M'sila

Président

Examineur

Encadreur

Année universitaire : 2022/2023



Remerciements

D'abord on remercie dieu de nous avoir donner la force, la volonté et la patience pour terminer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier infiniment a notre encadreur

Dr M.HAMIDOU *qui a accepté de nous encadrer et nous guider par sa disponibilité et ses conseils précieux durant l'élaboration de ce travail.*

Tous nos remerciements aux membres du jury d'avoir accepter d'évaluer ce modeste travail.

Par ailleurs nous tenons à remercier cordialement tous les enseignants de département de Hydraulique de l'université de M'sila ceux qui ont participé à nos expériences.

SOMMAIRE

Introduction générale :	1
CHAPITRE I :Ecoulements à surface libre et ruptures des barrages	
Introduction	3
I.1. Les écoulements à surface libre.....	3
I.1.1. Introduction	3
I.1.2. Généralités :	3
I.1.3. Les paramètres géométriques des canaux.....	4
I.1.4. Les types d'écoulement à surface libre.....	5
I.1.4.1. Variabilité dans le temps.....	5
A/ Ecoulement permanent.....	5
B/ Ecoulement non permanent (transitoire).....	5
I.1.4.2. Variabilité dans l'espace	5
A/ Ecoulement uniforme.....	5
B/ Ecoulement non uniforme	6
C/ Ecoulements graduellement variés	6
D/Ecoulements rapidement variés	6
I.1.5. Les différents régimes d'écoulement	7
I.2. Onde de rupture d'un barrage.....	8
I.2.1. Introduction	8
I.2.2. Types de barrages.....	8
I.2.2.1. Barrages poids en béton.....	9
I.2.2.2. Barrages en remblai	9
I.2.3. Rupture de barrage	9
I.2.4. Causes de rupture des barrages	9
I.2.4.1. Techniques.....	10
I.2.4.2. Naturelles.....	10
A/ La crue de rupture	10
B/ Rupture par renard.....	10
C/ Rupture par glissement	11
D/ Rupture par sur verse.....	11
I.2.4.3. Humaines.....	12
I.2.5. Quelques catastrophes de rupture	12
I.2.6. Modèle de calcul à la main (utilise les Abaques)	13
I.2.7. Débit de rupture :	17

I.2.7.1. Rupture instantanée ou graduelle (progressive).....	17
A/ Rupture instantanée.....	17
B/ Rupture progressive.....	18
I.2.8. Écoulement résultant de la rupture d'un barrage.....	22
I.2.9. Fiabilité des structures hydrauliques.....	23

Chapitre II : Description du barrage d'OUED LAARES

Introduction.....	234
II.1.Situation géographique :	24
II.2. Situation du site de la retenue :	24
V.3. Caractéristiques du barrage :	27
II.4. Situation topographique :.....	27
II.4.1. Morphologie du site de la retenue :	27
II.4.2. Données pluviométriques :	28
II.5. Caractéristiques morphologiques et hydrologique du bassin versant :	28
II.5.1. Indices morpho-métriques	28
II.5.2.Précipitations :	29
II.5.3. Relief et pente :	30
II.5.4.Végétation :	30
II.5.5.Population :.....	30
.....	30

CHAPITRE III : Simulation de rupture par le logiciel HEC-RAS

III.1. Processus de simulation de rupture de barrage :	32
III.1.1. Le barrage :.....	33
III.1.2. La retenue :	33
III.1.3. La vallée aval :	33
III.2. Simulation de rupture par le logiciel HEC-RAS	34
III.2.1. Présentation du logiciel HEC-RAS	34
III.2.2. Informations digitales et modèles numériques :	34
III.2.3. Coefficient de Manning-Strickler :	34
III.2.4. Méthodes de simulation	34
III.2.4.1. Simulation incluant : cuvette - digue - zone d'écoulement aval	34
III.2.4.2. Simulation incluant : zone d'écoulement amont - digue - zone d'écoulement aval.....	40
Conclusion générale :	50
Liste bibliographique.....	52

Liste des figures

Figure I.1 : Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée.....	4
Figure I.2 : Ecoulement permanent.....	5
Figure I.3 : Ecoulement non permanent	5
Figure I.4 : Schéma représentant les différents types d'écoulement.....	6
Figure I.5 : Régime fluvial.....	7
Figure I.6 : Régime torrentiel	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.7 : Rupture par renard	11
Figure 1.8 : Rupture par sur verse	12
Figure I.9 : Les différentes formes de la brèche.....	14
Figure. I.10 Abaques :	15
Figure I.12. Dimensions de la brèche	19
Figure I.13 : Écoulement résultant après la rupture	22
Figure II.1. Présentation de Oued LAARES « carte de l'état major, Echelle 1cm :50»	25
Figure II.2. Retenue collinaire Oued ELAARS (profil en travers , profil en long)	26
Figure III.1 : Frontières du domaine d'étude et maillage de la surface d'écoulement.....	35
Figure III.2 : Caractéristiques de la brèche de rupture du barrage	36
Figure III.3.....	37
Figure III.4 : Profondeurs maximales.....	38
Figure III.12 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S3).....	45
Figure III.13 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S4).....	46
Figure III.14 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S6).....	47

Liste des tableaux

Tableau II.1 : tableau résumé les Caractéristiques Morpho métriques	29
Tableau II.2 : Les données pluviométriques.....	30
Tableau II.3 : Les pluies moyennes mensuelles (1969/70 —1990/91)	30

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

La simulation numérique de la rupture d'un barrage est un domaine crucial de l'ingénierie hydraulique qui permet de prévoir et de comprendre les conséquences potentielles d'une défaillance de l'ouvrage. Le barrage d'Oued Laars (W. Batna), dont nous disposant des dimensions et d'un levé topographique très précis de son site, sera pris comme un cas exemple d'étude pour aborder cet enjeu.

L'objectif de cette étude est de réaliser une simulation 2D de la rupture du barrage d'Oued Laars en utilisant le logiciel HEC-RAS, un outil puissant et largement reconnu dans le domaine de l'hydraulique. Cette simulation vise à évaluer les conséquences hydrauliques d'une rupture hypothétique du barrage.

Ce travail comporte, après une introduction, trois chapitres qui constituent deux phases principales : une phase bibliographique et une phase d'étude.

Le 1^{er} chapitre comporte des généralités sur les écoulements à surface libre, un exposé sur les différents types de barrages et leurs modes de rupture, les notions de risque et de sécurité, et méthodes analytiques de calcul de l'onde de rupture.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude, nous y avons introduit tous les paramètres et aspects nécessaires à notre travail.

Dans le troisième chapitre, on présente le logiciel HEC-RAS, ainsi que les principes de son utilisation et les étapes de modélisation instationnaire à deux dimensions, la simulation de ce phénomène et la présentation des résultats et leurs analyses. Le mémoire se termine par une conclusion générale et des perspectives.

CHAPITRE I
Ecoulements à surface libre
et ruptures des barrages

CHAPITRE I : Écoulements à surface libre et rupture des barrages

Introduction :

Les barrages sont des imposantes constructions de génie civil, il peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils jouent cependant deux rôles principaux : celui, d'une part de stocker les apports d'eau pour répondre aux besoins vitaux et économiques des populations, et celui d'autre part de protection contre des effets destructeurs de l'eau. Les barrages sont des ouvrages qui peuvent entraîner des dégâts sévères et un danger en cas de rupture sur la vie humaine et les biens, également sur l'environnement. Ce chapitre expose les différents types de barrages, et leurs modes de rupture, les notions de risque et de sécurité.

I.1. Les écoulements à surface libre

I.1.1. Introduction

Les écoulements à surface libre sont des mouvements de l'eau dans un canal sous l'effet de la gravité. Contrairement aux écoulements en charge, la section d'écoulement devient une caractéristique de l'écoulement et non plus seulement de la géométrie du canal.

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface, où l'écoulement est en contact direct avec l'atmosphère, donc c'est la gravité qui est l'agent moteur.

Le domaine d'application de l'hydraulique à surface libre est large :

- Cours d'eau : rivières, fleuves,... etc.
- Canaux de navigation, d'irrigationetc.

I.1.2. Généralités :

Les cours d'eaux naturels sont caractérisés par des géométries du lit souvent très complexe. Ces cours d'eaux doivent laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année à l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des eaux reçues.

Ces débits transitant par le cours d'eau sont susceptibles de modifier d'une certaine manière la géométrie du lit (section en travers, granulométrie, etc.). En fonction du terrain (pente, nature géologique du terrain, etc.), le cours d'eau a plusieurs possibilités pour optimiser le transit d'eau en ajustant la largeur, la profondeur, la sinuosité, etc.

Compte tenu de la variation de la pente du cours d'eau et de la taille des sédiments, la géométrie du cours d'eau varie de façon très significative entre la source et l'exutoire. Dans la partie amont, où le sédiment est fourni à la rivière, la pente est généralement forte et le lit est droit (quand il est vu en plan) ; le lit peut être incisé dans un matériau différent des sédiments qu'il transporte ou bien prendre place dans ses dépôts alluvionnaires [1].

I.1.3. Les paramètres géométriques des canaux

Ces paramètres sont relatifs à une section du chenal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x). Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (S), la largeur au miroir (L) ou largeur de la section mouillée et le périmètre mouillé (P).

Ils sont définis sur le schéma de la (figure I.1). Bien noter que le périmètre mouillé est la longueur de paroi en contact avec l'eau (berges et fond), mais ne comporte pas le contact eau-atmosphère [2].

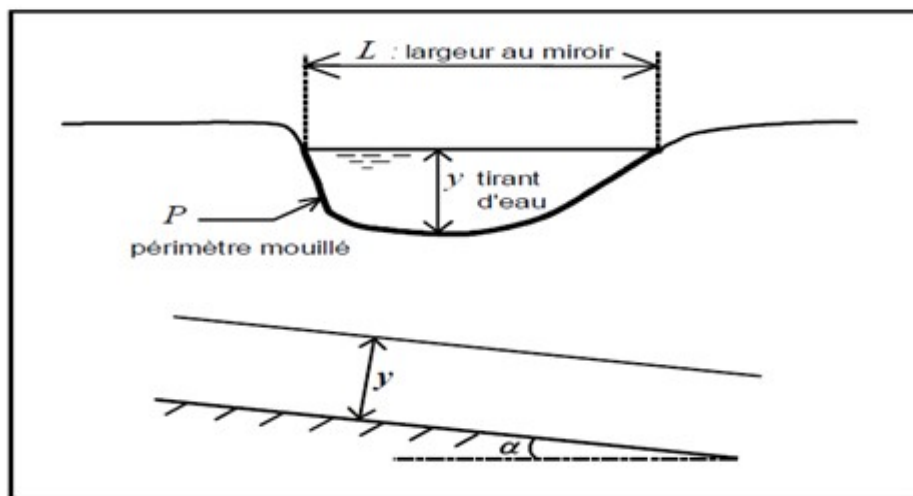


Figure I.1 : Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée

- ✓ Le rayon hydraulique est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillé, $Rh = Sm / Pm$.
- ✓ Pour un canal rectangulaire, $Rh = (L \cdot y) / (L + 2 \cdot y)$.
- ✓ Pour un canal infiniment large, $Rh = y$.
- ✓ La pente du chenal est la pente de son fond, mesurée tout le long de son axe, et comptée positivement si le chenal est descendant. Si z désigne la côte du fond, alors $i = - dz / dx$.

I.1.4. Les types d'écoulement à surface libre

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace [3].

I.1.4.1. Variabilité dans le temps

A/ Ecoulement permanent

Le chenal transporte un débit Q constant dans le temps. Le tirant d'eau y en un point donné est donc aussi constant (figure I.2). En pratique, on peut calculer en régime permanent des canaux d'irrigation, des écoulements en rivière à l'étiage ou en régime moyen. Mais le calcul d'un écoulement en crue ne peut pas être abordé par le régime permanent.

Écoulement permanent : Q et y sont indépendants de t

Le régime permanent peut être uniforme ou varié selon la géométrie du chenal.

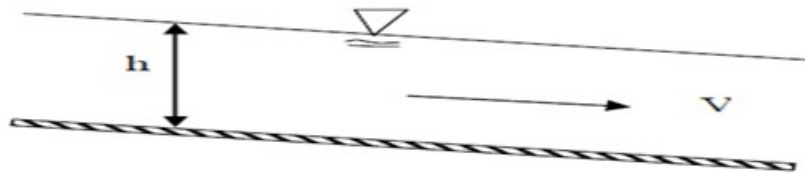


Figure I.2 : Ecoulement permanent

B/ Ecoulement non permanent (transitoire)

Le débit varie en fonction du temps, et il en va donc de même du tirant d'eau en chaque point du cours d'eau. Le calcul du laminage d'une crue par un barrage est typiquement un problème de calcul transitoire, de même le calcul d'un écoulement de rivière en crue, surtout lorsque le lit majeur est sollicité.

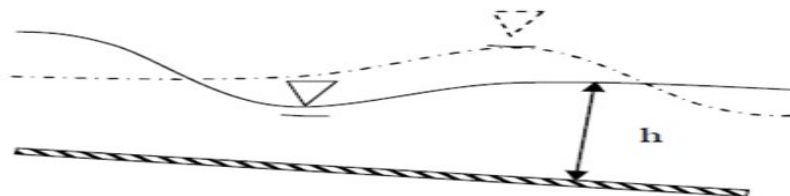


Figure I.3 : Ecoulement non permanent

I.1.4.2. Variabilité dans l'espace

A/ Ecoulement uniforme

Les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré : section mouillée S , pente i ainsi que la rugosité des parois. Le tirant d'eau est

constant tout au long du tronçon (appelé tirant d'eau normal). Dans le cas contraire l'écoulement est dit varié. Nous verrons que la pente ne peut être que strictement positive.

Écoulement uniforme :

$S, i (> 0)$ et rugosité indépendantes de x ;

Q indépendant de t : $Q = K.S. R^{2/3} i^{1/2}$

y indépendant de x et t (appelé tirant d'eau normal).

B/ Écoulement non uniforme

L'écoulement est varié lorsque la géométrie ou la rugosité ne sont pas constantes. Mais il l'est aussi dans un tronçon dont la géométrie et la rugosité sont constantes si le tirant d'eau n'est pas constant. Nous distinguerons les écoulements graduellement ou rapidement variés.

C/ Écoulements graduellement variés

Un écoulement graduellement varié est obtenu lorsque les dimensions, les formes, la rugosité, la pente du chenal varient faiblement sans brusquerie. Le tirant d'eau varie faiblement.

D/ Écoulements rapidement variés

Les écoulements rapidement variés se rencontrent soit en cas de changements de géométrie brutaux en plan (convergençs, divergençs). Soit dans le cas d'écoulements dont les lignes de courant deviennent très courbes (en profil).

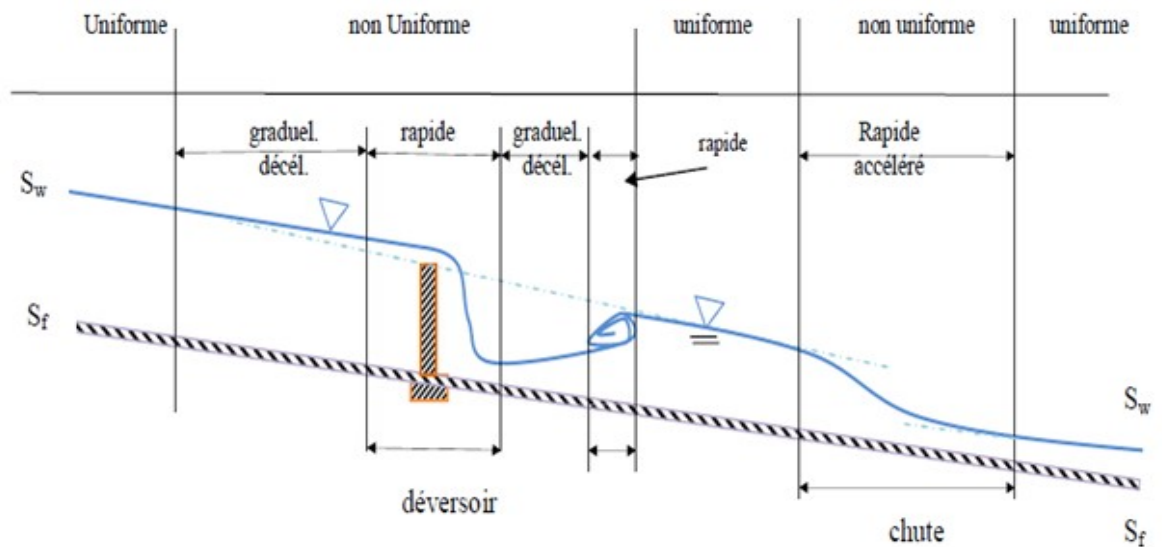


Figure I.4 : Schéma représentant les différents types d'écoulement

I.1.5. Les différents régimes d'écoulement

Les différents types d'écoulement sont soumis à plusieurs régimes, ces régimes sont classifiés par le nombre de Froude qui prend en compte la prépondérance de la force de gravité sur les forces de viscosité. Ainsi il est défini comme le rapport entre forces de gravité et forces d'inertie par le volume [3].

$$Fr = \frac{V_{moy}}{\sqrt{g \cdot Dh}} \quad (I.6)$$

Où :

V_{moy} : vitesse moyenne de l'écoulement.

Dh : Profondeur hydraulique

g : accélération gravitationnelle.

Le travail effectué par le chercheur Froude a permis de conclure l'existence de trois régimes d'écoulement.

- Lorsque $Fr < 1$ (ou lorsque $y > y_c$) le régime est dit fluvial.

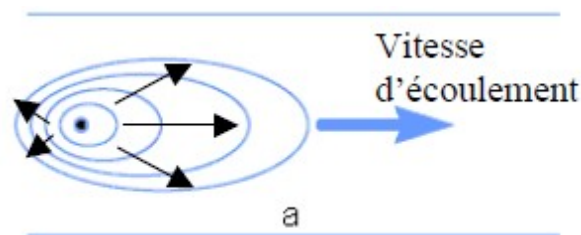


Figure I.5 : Régime fluvial

- Lorsque $Fr > 1$ (ou lorsque $y < y_c$), le régime est dit torrentiel.

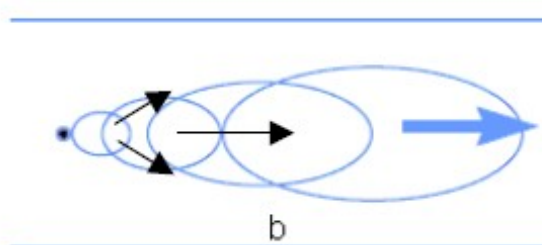


Figure I.6 : Régime torrentiel

- Lorsque $Fr=1$: le régime est critique

I.2. Onde de rupture d'un barrage

I.2.1. Introduction

Les crues qui sont des phénomènes exceptionnels, naturels ou artificiels se caractérisent par des montées brusques des niveaux d'eau et par des débordements des cours d'eau. L'origine de la montée des eaux peut être due soit à un épisode pluvial sur l'ensemble d'un bassin versant, soit encore à une rupture progressive ou instantanée d'un barrage.

L'onde de submersion, communément appelé (onde de rupture de barrage) est une onde qui se forme lors de la rupture d'un ouvrage de retenue d'eau.

Depuis fort longtemps, plusieurs études sur la formation et la propagation des ondes de submersion ont été réalisées, tant sur modèles physiques que mathématiques, permettant ainsi une meilleure compréhension du phénomène et donc une prédiction adéquate des effets causés par le passage de ces ondes.

I.2.2. Types de barrages

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix des sites et du type de barrages en vue d'une mobilisation et d'une gestion optimale des ressources hydrauliques sont les suivants :

- ✓ la topographie et les apports du bassin versant.
- ✓ la morphologie de la vallée.
- ✓ les conditions géologiques et géotechniques.
- ✓ le contexte météorologique et le régime des crues.

Les matériaux, les modes de résistance à la poussée de l'eau, et les techniques de construction de barrages sont nombreux. Il en résulte par conséquent un ensemble d'ouvrages variés, mais qui se prêtent à une classification simple et, par ailleurs, importante en matière de sécurité. Les digues et les barrages peuvent être composés des mêmes matériaux.

I.2.2.1. Barrages en béton

Les barrages rigides en béton sont construits selon les principes de la résistance des matériaux et la théorie d'élasticité. [4] Le plus souvent ces ouvrages sont réalisés en béton conventionnel vibré.

Les reliefs accidentés ont permis le développement, d'ouvrages plus élancés, les barrages voûtes, dont la forme reporte les efforts dus à la pression de l'eau sur les rives.

Un troisième type de barrage rigide, le barrage à contreforts, fait appel aux deux principes précédents de reprise des charges. Ses éléments, soigneusement adaptés au terrain, lui permettent d'équilibrer la poussée des eaux par leur poids et par le report des charges sur le terrain en aval.

I.2.2.2. Barrages en remblai

Les barrages en remblai sont d'un comportement plus souple sous la charge hydraulique. Comme leurs constructions sont en terre ou en enrochement, ces barrages peuvent atteindre des dimensions importantes grâce aux progrès de la mécanique des sols et de la géotechnique, largement utilisées dans leur conception. Ils peuvent avoir des techniques très différentes, homogène ou à noyau d'étanchéité, à masque amont et à drain aval [4].

I.2.3. Rupture de barrage

Une rupture de barrage est définie comme étant une destruction totale ou partielle de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant complètement inopérant. Les constructions hydrauliques peuvent subir des accidents de rupture plus ou moins graves. Le milieu naturel étant, d'une part, difficile à déterminer, les crues et les séismes qui sont des phénomènes aléatoires rendent difficile l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages. D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, malgré les progrès technologiques rapides en matière de conception et de réalisation de ces ouvrages survenus ces dernières décennies. Pour toutes ces raisons, il est facile de comprendre comment il y a eu ce nombre important de ruptures d'ouvrages et admettre aussi qu'il y en aura d'autres dans le futur.

I.2.4. Causes de rupture des barrages

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage. Parmi toutes les causes de rupture les plus connues, [5, 6] on cite singulièrement celles-ci :

I.2.4.1. Techniques

Défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations.

I.2.4.2. Naturelles

Séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain (soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage).

A/ La crue de rupture

Les crues induites dans le cas d'une rupture brutale de barrage présentent un danger, pour la sûreté de l'ouvrage et des canaux ainsi que la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval. Ces ondes ainsi produites, et comme le montre l'expérience, se comportent dans un premier temps comme des ondes dynamiques par l'effet prépondérant de l'inertie, puis comme une onde de continuité, à mesure que l'inondation s'atténue en évoluant vers l'aval.

L'onde de rupture prend forme au pied aval de l'ouvrage même. Les caractéristiques de l'ouvrage, son mode de rupture et les conditions d'apports hydrologiques sont les principaux facteurs déterminants de cette onde. Dans le cas d'un scénario d'apports moyens, l'onde générée par la rupture se déplace comme une crue modifiant brutalement le régime permanent du cours d'eau en aval et comme une onde négative de vidange remontant la retenue. Par ailleurs, dans la condition de crues maximales, l'onde vient se superposer aux écoulements déjà présents. Les débits générés ainsi par la rupture peuvent affecter significativement le profil du canal en aval.

B/ Rupture par renard

Les ruptures consécutives à une érosion interne (effet renard) sont peu fréquentes. (4 à 6% des cas observés). La rupture par effet renard est fréquente lorsque les matériaux constitutifs du barrage ont pour propriétés d'être :

- perméables
- fortement érodables

Les barrages naturels sont constitués de matériaux hétérogènes ayant été peu compactés en comparaison aux barrages de construction. De ce fait ces barrages sont souvent poreux, non imperméabilisés et non drainés. Il y a donc présence d'écoulements internes. Ces écoulements peuvent entraîner de l'érosion interne, qui peut aboutir à une rupture par renard.

L'érosion interne peut aussi provoquer un affaissement partiel du barrage, suivi du débordement, de la formation d'une brèche et de la rupture (donc rupture par surverse).

Il y a peu d'exemple de rupture par renard car celle-ci arrive rarement. Deux cas ont tout de même pu être observés. En 1966, rupture de l'éboulement ayant entraîné la formation du lac Yashinkul sur la rivière Isfayramsay (en ex' URSS) et en 1906 rupture de l'éboulement sur le Cache Creek (Californie) [7].

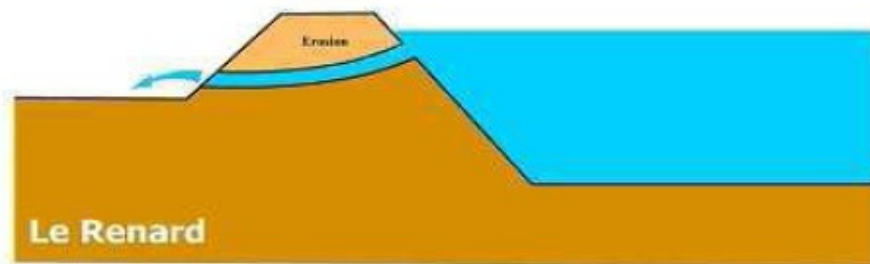


Figure I.7 : Rupture par renard

C/ Rupture par glissement

Il existe peu de cas de rupture par glissement des pentes du barrage. Ceci est dû au fait que naturellement les pentes du barrage se sont formées à un état d'équilibre naturel. Les glissements sont observés dans les cas où les pentes du barrage s'avèrent trop raides. Les masses éboulées avec leurs pentes relativement douces sont souvent peu vulnérables au glissement.

D/ Rupture par surverse

La surverse est la principale cause de rupture de barrages naturels. Elle représente 92 à 95 % des cas de rupture observés.

Si il n'y a pas d'infiltration d'eau dans le barrage, le barrage se remplit jusqu'au déversement. Il y a alors apparition d'un écoulement, sur le parement aval de la masse éboulée. L'écoulement emporte progressivement les matériaux constituant le barrage pour aboutir par érosion régressive à la formation d'une brèche. Une fois la brèche formée, la rupture du barrage et la vidange de la retenue peuvent alors être très rapides.

La brèche due à la surverse se forme localement au point le plus bas ou le plus faible de la crête du barrage, puis se développe jusqu'au point bas du barrage, avant de s'élargir jusqu'à une situation d'équilibre (qui n'atteint pas la largeur totale du barrage).

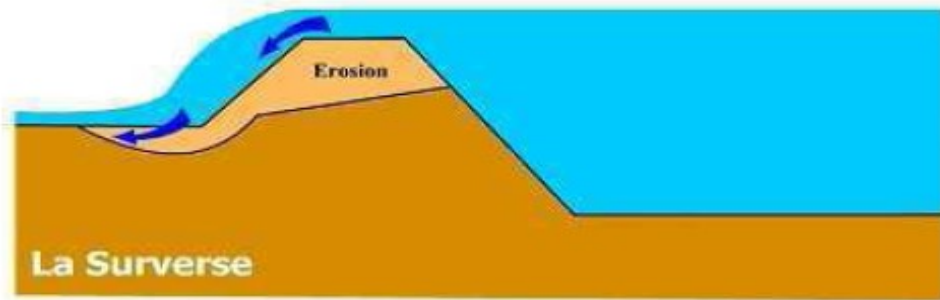


Figure 1.8 : Rupture par sur verse

Comme dit précédemment, la plupart des ruptures de barrages sont dues à la surverse. On peut notamment citer le cas du barrage de « La Josefina » sur le Rio Paute, en Equateur en 1993[7].

I.2.4.3. Humaines

Insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance.

Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau d'eau à l'aval.

I.2.5. Quelques catastrophes de rupture

Il existe aujourd'hui environ 45000 barrages dans le monde pour la production hydroélectrique, l'alimentation en eau, ou bien la régulation des cours d'eau. Comme tout ouvrage de génie civil, les barrages peuvent connaître des défaillances de sécurité, qui peuvent aboutir à des accidents plus ou moins graves. Le taux de rupture moyen annuel est d'environ 3 pour l'ensemble des barrages construits dans le monde. Quelques catastrophes ont causé des dommages considérables et fait des centaines ou des milliers de victimes [8] :

– Malpasset (Var, Italie) : le 2 décembre 1959, le barrage-voûte barrant la rivière Reyran cède à cause d'un défaut géologique dans le massif où s'ancrait la voûte. Une vague de 40 mètres déferle sur la vallée et atteint la ville de Fréjus. Des blocs rocheux (jusqu'à 600 t !) sont entraînés et détruisent le quartier de Malpasset. En tout, ce sont 423 victimes qui sont déplorées [8].

– Vajont (Italie) : le 9 octobre 1963 un glissement de terrain a mobilisé 260 Mm³ de terres et de roches dans la retenue du Vajont barrée par un barrage-voûte achevé en 1959. Deux vagues d'une hauteur prodigieuse (150–200 m) se sont engouffrées dans l'étroit ravin à

l'aval du barrage 150 mètres de haut. La masse d'eau dévaste Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè et de nombreux petits villages aux alentours. On estime à 1909 le nombre de personnes tuées. Le barrage n'a subi que de très légers dommages.

– Le barrage de Molare (bordure sud des Alpes italiennes au nord-est de Gênes) cède en août 1935 après des pluies diluviennes. Les évacuateurs de crue furent dans l'impossibilité d'évacuer le débit de crue généré par des pluies d'une intensité exceptionnelle (environ 500 mm dans la journée du 13 août 1935), ce qui entraîna la rupture de la digue de Zerbino. Une vague d'une hauteur de 20 mètres dévasta la vallée de l'Obra, causant environ la mort de 100 personnes.

– aux États-Unis, à Tom Sauk dans les collines du Missouri, une retenue d'environ 5 millions de m³ implantée à 1500 m d'altitude a cédé en décembre 2005 et a généré une onde de submersion dévastatrice (dénivellation de l'ordre de 700 m).

I.2.6. Modèle de calcul à la main (utilise les Abaques)

L'onde de submersion qui se produit suite à une rupture d'un barrage est déterminée par les équations des écoulements non stationnaires déduites de celles de Saint-Venant.

Selon le problème posé, les possibilités de calcul vont des calculs à la main par un modèle unidimensionnel jusqu'à la résolution par ordinateur d'un modèle bidimensionnel.

Le débit au site du barrage, de même que son atténuation en divers points caractéristiques situés à l'aval peut être déterminé à l'aide de formules simples et de diagrammes.

Le débit maximal à l'instant de la rupture peut être calculé avec de simples formules de la géométrie de la brèche. Des brèches de forme rectangulaire sont typiques pour des barrage-poids ou des barrages en rivière, la forme triangulaire pour des barrages-voûtes, tandis que les formes trapézoédres et paraboliques sont attribuées à tous les barrages, mais surtout aux barrages en remblai [9].

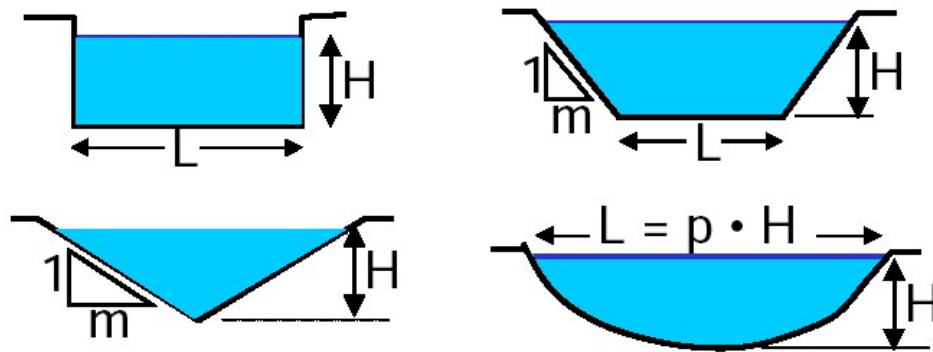


Figure I.9 : Les différentes formes de la brèche

Formules simples pour déterminer le débit au droit du barrage :

• Brèche rectangulaire $Q_b = 0,93.L.H^{3/2}$ (I.7)

• Brèche triangulaire $Q_b = 0,72.m.H^{5/2}$ (I.8)

• Brèche trapézoïdale $Q_b = 0,93.L.H^{3/2} + 0,72.m.H^{5/2}$ (I.9)

• Brèche parabolique $Q_b = 0,54.L.H^{3/2}$ (I.10)

Avec :

Q_b : débit maximal à l'instant de la rupture m^3/s

L : largeur de la brèche m

H : hauteur de la brèche m

m : fruit de la brèche 1

Dans ces formules, on peut observer qu'avec un élargissement de la brèche le débit augmente linéairement tandis qu'une augmentation de la hauteur a pour conséquence une augmentation exponentielle du débit.

Pour déterminer le débit d'écoulement à une certaine distance à l'aval du barrage, il faut distinguer si l'écoulement est unidimensionnel ou bidimensionnel.

Dans la majorité des cas, la topographie présente une vallée avec une zone d'écoulement qui peut être clairement définie par des sections transversales. C'est la situation pour un calcul unidimensionnel. Si l'écoulement peut se propager dans toutes les directions sur une surface plane, il convient d'utiliser un modèle bidimensionnel.

Pour déterminer le débit maximum (si le cas d'un écoulement unidimensionnel) dans une section choisi on utilise l'abaque (Figure. I.10) :

$$\frac{Q_{max}}{Q_b} = f \left(\frac{x}{V_v^{1/3}}, j K^2 \right) \tag{I.11}$$

x : distance entre le barrage et le point choisi situé à l'aval en (m) ;

V_v : capacité de la retenue qui doit correspondre à la cote maximale qui puisse être atteinte en (m^3).

J : la pente entre le barrage et le point choisi.

K : coefficient de Strickler globale ($m^{1/3}/s$).

Q_b : débit au droit de barrage à l'instant de la rupture (m^3/s).

Q_{max} : débit maximum dans la section (m^3/s).

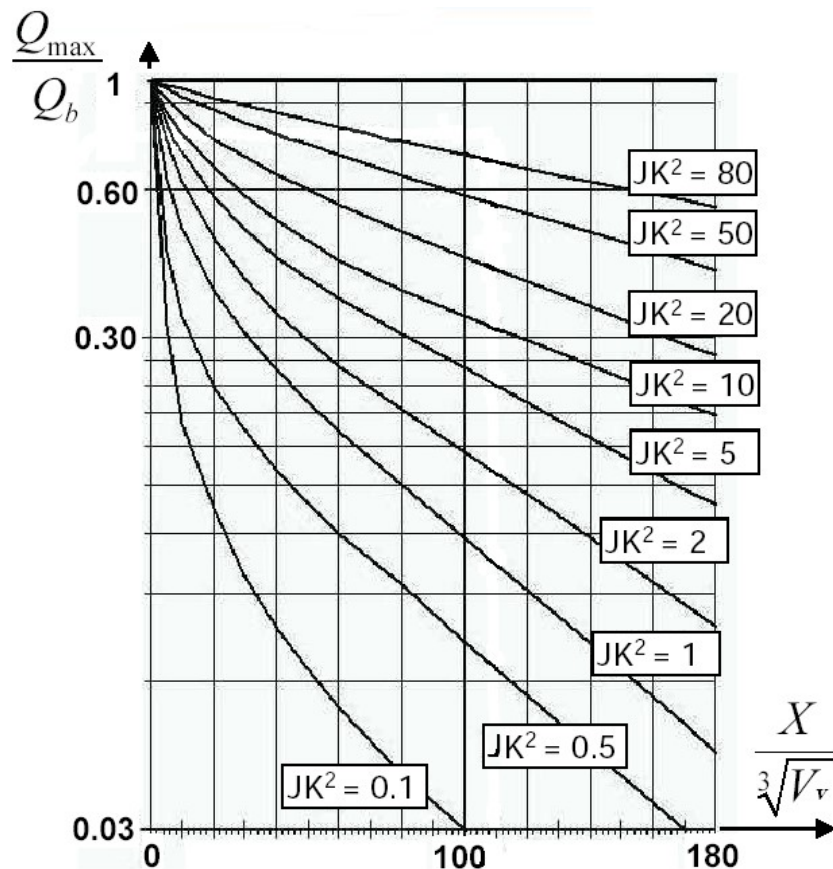


Figure. I.10 Abaque: $\frac{Q_{max}}{Q_b} = f \left(\frac{x}{V_v^{1/3}}, j K^2 \right)$

Pour déterminer la hauteur d'eau au point x qui nous intéresse, il faut dessiner la section transversale et l'attribuer à une des 4 sections de géométrie-type. Avec les valeurs données : débit maximum Q_{max} , pente locale J et coefficient local de Strickler k ainsi qu'avec les paramètres correspondants L et m de la section, on peut déterminer la hauteur d'eau h .

Pour l'obtenir, on calcule la variable intermédiaire D_{max} avec une simple formule. La formule contient les valeurs données pour la section considérée. La formule pour la section trapézoïdale généralement utilisée [9] :

•pour une brèche rectangulaire :
$$D_{max} = \frac{Q_{max}}{K.J^{1/2}.L^{8/3}} \quad (I.12)$$

•pour une brèche triangulaire :
$$D_{max} = \frac{Q_{max} \cdot (1+m^2)^{1/3}}{K.J^{1/2} \cdot m^{5/3}} \quad (I.13)$$

•pour une brèche trapézoïdale :
$$D_{max} = \frac{Q_{max} \cdot m^{5/3}}{K.J^{1/2} \cdot L^{8/3}} \quad (I.14)$$

•pour une brèche parabolique :
$$D_{max} = \frac{Q_{max}}{K.J^{1/2} \cdot P^{16/3}} \quad (I.15)$$

Avec la valeur calculée D_{max} on entre dans un deuxième abaque (Figure I.16) pour évaluer une autre variable intermédiaire V_{max} .

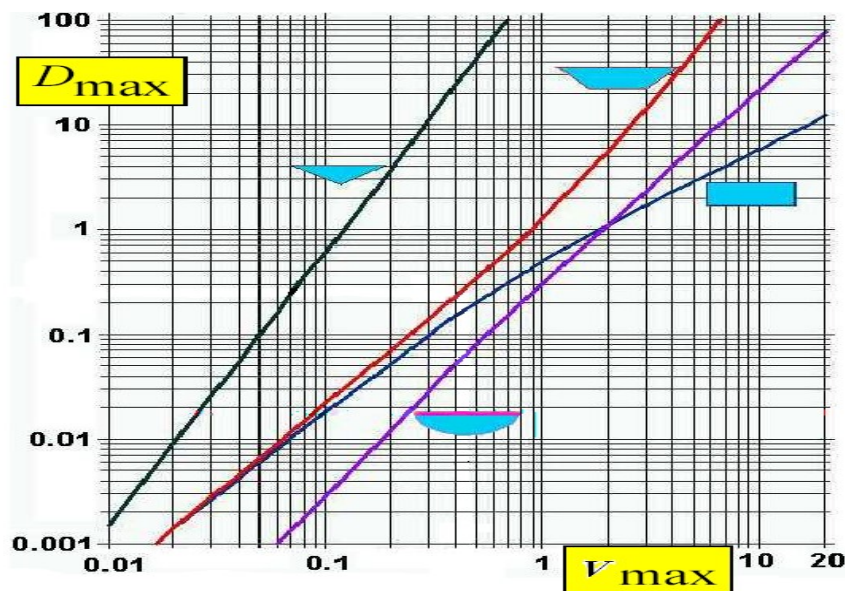


Figure I.11. Abaque : $V_{max} = f(D_{max}, \text{type de brèche})$

Les 4 courbes correspondent aux 4 sections de géométrie-type. On a D_{max} sur la courbe du profil trapézoïdal on lit la valeur correspondante de V_{max} . Finalement la hauteur d'eau h est calculée avec une simple formule qui correspond à la section géométrique. La formule contient la variable intermédiaire V_{max} sortie de l'abaque et les paramètres de la section :

•Brèche rectangulaire $h = L \cdot V_{max} \quad (I.16)$

•Brèche triangulaire $h = 10 \cdot V_{max} \quad (I.17)$

$$\bullet \text{Brèche trapézoïdale} \quad h = \frac{L}{m} \cdot V_{\max} \quad (\text{I.18})$$

$$\bullet \text{Brèche parabolique} \quad h = p^2 \cdot V_{\max} \quad (\text{I.19})$$

Enfin, la vitesse d'écoulement V peut être calculée avec le débit maximum Q_{\max} et la hauteur d'eau h . La surface de la section d'écoulement S est définie par la géométrie et la vitesse V est obtenue par la division de Q_{\max} par S . Maintenant nous connaissons h et V qui nous permettent de calculer l'intensité de submersion.

I.2.7. Débit de rupture :

On peut considérer deux types différents de rupture : la rupture instantanée et la rupture progressive. La rupture instantanée est l'hypothèse la plus pessimiste, (montée de crue extrêmement rapide). La rupture d'un barrage de glissement de terrain est partielle mais permet la libération de la totalité du volume d'eau.

Nous allons détailler ci-dessous les calculs de débits à la rupture, dans les cas de rupture instantanée et progressive, Parmi les logiciels de modélisation de crue, certains utilisent des formules de rupture instantanée et d'autres de rupture progressive [10].

I.2.7.1. Rupture instantanée ou graduelle (progressive)

La rupture d'un barrage est rarement instantanée. Que cela soit pour un barrage en béton ou bien en remblai, il y a eu généralement la formation d'une brèche dans le barrage, qui s'agrandit progressivement. La libération de l'eau se fait donc de façon graduelle. Ce processus de formation de brèche dans un barrage ou une digue a fait l'objet de plusieurs études pour en étudier la dynamique. Cela reste un processus complexe et en général, on fait l'hypothèse que le volume d'eau est lâché instantanément : on parle d'effacement du barrage.

A/ Rupture instantanée

Dans ce cas, on donne arbitrairement dès le départ une forme à la brèche. Il est ainsi possible d'obtenir des formules donnant le débit de rupture au droit du barrage en fonction de la géométrie de la brèche.

Les relations ci-dessous présentent quelques exemples de relations pour lesquelles on suppose une retenue infinie sans pente ni frottement :

➤ Pour une forme rectangulaire formule de Ritter

$$Q_{\max} = 0.92 L H_0^{1.5} \quad (\text{I.20})$$

➤ Pour une forme triangulaire :

$$Q_{\max} = 0.72 m H_0^{2.5} \quad (\text{I.21})$$

➤ Pour une forme trapézoïdale :

$$Q_{\max} = 0.93 L H_0^{1.5} + 0.72 m H_0^{2.5} \quad (I.22)$$

➤ Pour une forme parabolique :

$$Q_{\max} = 0.54 K' H_0^2 \quad (I.23)$$

Avec : Q_{\max} : débit max (m³/s)

H_0 : Profondeur initiale d'eau en amont

L : Longueur en crête du barrage

m : fruit des berges de la brèche (inverse de la pente)

K' : Coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et 0,7 pour une rupture par érosion interne.

B/ Rupture progressive

Les formules empiriques donnant le débit de pointe issu de la rupture progressive d'un barrage naturel sont pour la plupart déduites d'observations réalisées sur des barrages mesurant plus de 10m de haut.

❖ Formules faisant intervenir la hauteur du barrage, H en m :

➤ U. S. Bureau of Reclamation: $Q_{\max} = 19.1 H^{1.35}$ (I.24)

➤ U. S. Bureau of Reclamation: $Q_{\max} = 4.22 H^{2.14}$ (I.25)

❖ Formules faisant intervenir la hauteur du barrage, H en m, et le volume de la retenue, V_v en millions de m³ :

- Formule de Costa : $Q_{\max} = 325 \left(H \cdot \frac{V_v}{10^6} \right)^{0.42}$ (I.26)

- Formule de Molinaro : $Q_{\max} = 0.166 (g \cdot H)^{0.5} \cdot H^2 \cdot \left(\frac{V_v}{H^3} \right)^{0.22}$ (I.27)

- Da Costa : $Q_{\max} = 11.9 H^{1.72} \cdot V_v^{0.17}$ (I.28)

- Costa et Schuster : $Q_{\max} = 1.81 (H \cdot V_v)^{0.43}$ (I.29)

❖ Formules faisant intervenir le volume du barrage V_v en millions de m³ :

➤ Costa et Schuster : $Q_{\max} = 672 V_v^{0.56}$ (I.30)

Le temps requis (T (s)) pour atteindre Q_{\max} est donné par cette équation :

$$T = 10 \frac{V_v^{0.5}}{g^{0.5}} \cdot H \quad (I.31)$$

Où :

V_v : Volume d'eau de la retenue (millions m^3).

H : Hauteur d'eau de la retenue (m).

1.2.7.2. Définition des dimensions de la brèche :

La description physique de la brèche consistera en la hauteur de la brèche, de la largeur du fond et des pentes latérales dans $H : V$. Ces valeurs représentent la taille maximale de brèche.

On trouvera ci-après un diagramme décrivant la brèche.

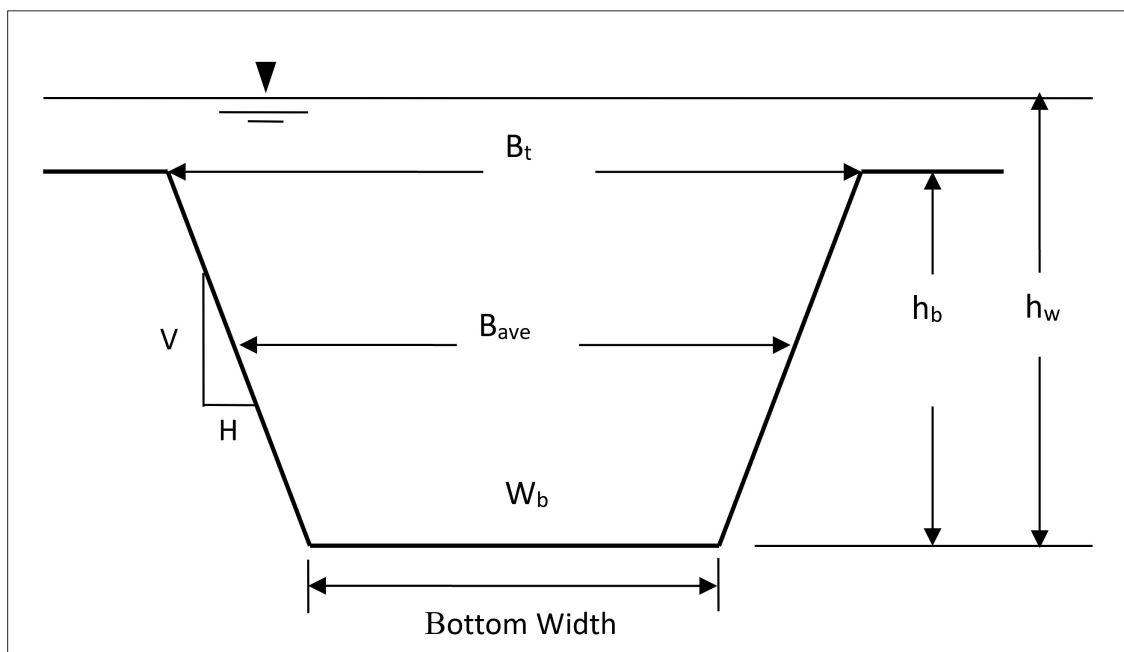


Figure I.12. Dimensions de la brèche

B_{ave} largeur moyenne de la rupture

W_b largeur inférieure de la rupture

B_t largeur supérieure de la rupture

h_w hauteur de l'eau

h_b hauteur de la brèche finale

(1H : 1V) pentes latérales

Les équations de régression suivantes ont été utilisées pour plusieurs études de sécurité des barrages trouvées dans la littérature :

- Froehlich (1995a)
- Froehlich (2008)

- MacDonald et Langridge-Monopolis (1984)
- Von Thun et Gillette (1990)
- Xu et zhang (2009)

Ces équations de régression ont été utilisées dans plusieurs études de rupture de barrage et ont été trouvées pour donner une gamme raisonnable de valeurs pour les barrages en terre, en terre zonée, en terre avec un mur de noyau (c'est-à-dire l'argile) et les barrages de remplissage de roche.

Froehlich (1995a) :

Froehlich a utilisé 63 ensembles de données de terre, de terre zoné, de terre avec une paroi centrale (c'est-à-dire d'argile) et d'ensembles de données encombrants pour développer un ensemble d'équations pour prédire la largeur moyenne des brèches, les pentes latérales et le temps de défaillance. Les données utilisées par Froehlich pour son analyse de régression ont été les fourchettes suivantes :

Hauteur des barrages : 3,66 – 92,96 m (avec 90 % <30 m et 76 %<15 m)

Volume d'eau au temps de rupture : 0,0130 – 660,0 m³ x 10⁶ avec 87 % < 25,0 m³ x 10⁶ et 76 %<15,0 m³ x 10⁶

Les équations de régression de Froehlich pour la largeur moyenne de la brèche et le temps de défaillance sont :

$$B_{ave} = 0.1803K_0V_w^{0.32}h_b^{0.19} \tag{I.32}$$

$$t_f = 0.00254V_w^{0.53}h_b^{-0.90} \tag{I.33}$$

B_{ave}	Largeur moyenne de la rupture	m
h_b	Hauteur de la brèche finale	m
K_0	Constante (1,4 pour les défaillances à la surface, 1,0 pour les tuyauteries)	
t_f	Temps de formation de fentes	hr
V_w	Volume du réservoir au moment de la défaillance	m ³

Froehlich déclare que les pentes latérales moyennes devraient être les suivantes :

1.4H :1V Défaillances à la surface

1 H :1V Dans le cas contraire (c'est-à-dire tuyauterie)

Bien que cela ne soit pas clairement indiqué dans le document de Froehlich, la hauteur de la brèche est normalement calculée en supposant que la brèche aille du haut de la digue jusqu'à l'élévation naturelle du sol au lieu de la rupture.

Froehlich (2008) :

En 2008, le Dr. Froehlich a mis à jour ses équations de violation sur la base de l'ajout de nouvelles données. Dr. Froehlich a utilisé 74 ensembles de données de terre, de terre zoné, de terre avec une paroi de carotte (c'est-à-dire d'argile) et d'ensembles de données encombrants pour développer un ensemble d'équations pour prédire la largeur moyenne des brèches, les pentes latérales et le temps de défaillance. Les données utilisées par Froehlich pour son analyse de régression ont été les fourchettes suivantes :

Hauteur des barrages : 3,05 – 92,96 m avec 93 % <30 m et 81 % < 15 m

Volume d'eau au temps de rupture : 0,013 – 660,0 m³ x 10⁶) avec 86 % <25,0 m³ x 10⁶ et 82 % <15,0 m³ x 10⁶

Les équations de régression de Froehlich pour la largeur moyenne de la brèche et le temps de défaillance sont :

$$B_{ave} = 0.27K_0 V_w^{0.32} h_b^{0.04} \quad (I.33)$$

$$t_f = 63.2 \sqrt{\frac{V_w}{h_b^2}} \quad (I.34)$$

B_{ave}	Largeur moyenne de la rupture	m
K_0	Constante (1.3 pour les défaillances à la surface, 1,0 pour les tuyauteries)	
V_w	Volume du réservoir au moment de la défaillance	m ³
h_b	Hauteur de la brèche finale	m
g	Accélération gravitationnelle (9.80665)	m/s ²
t_f	Temps de formation de fentes	Sec.

Le document de Froehlich de 2008 indique que les pentes latérales moyennes devraient être les suivantes :

1,0 H :1V Défaillances à la surface

0,7 H :1V autrement (c'est-à-dire tuyauterie)

Bien que cela ne soit pas clairement indiqué dans le document de Froehlich, la hauteur de la brèche est normalement calculée en supposant que la brèche aille du haut du barrage jusqu'à l'élévation naturelle du sol au lieu de la rupture.

I.2.8. Écoulement résultant de la rupture d'un barrage

Après la rupture, l'eau du réservoir s'écoule librement et une onde se propage avec une célérité donnée le long de la vallée en aval. Des écoulements beaucoup plus importants que ceux des crues naturelles et des inondations atteindront des zones beaucoup plus vastes. La montée des crues s'opère de façon brutale. La puissance des écoulements résultant s'accompagne d'érosions plus intenses, de modifications majeures de la forme du lit et de destructions d'éventuelles infrastructures (ponts, prises d'eau, etc.).

Le calcul des écoulements résultants d'une crue engendrée par une rupture de barrage est fonction d'un certain nombre de paramètres hydrodynamiques.

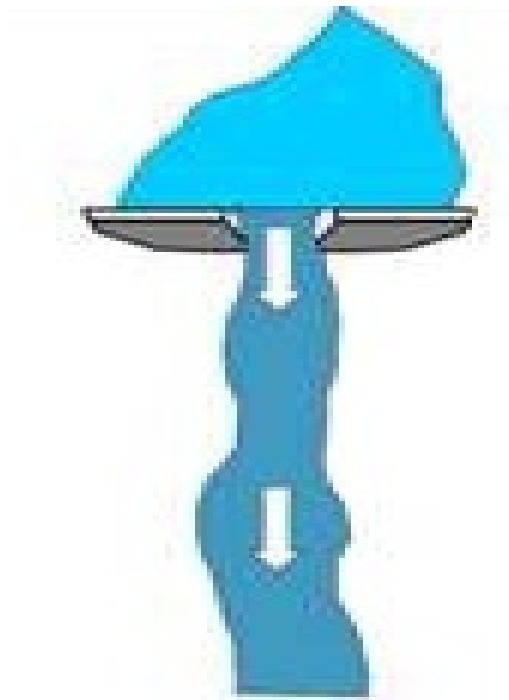


Figure I.13 : Écoulement résultant après la rupture

I.2.9. Fiabilité des structures hydrauliques

Pour éliminer les risques de ruptures des barrages d'importants efforts sont fournis par les scientifiques et chercheurs pour mettre au point des méthodes de calcul de la propagation des crues de rupture plus fiables. L'aboutissement de ces efforts étant presque acquis du moment que la technologie numérique et les techniques diverses assistées par ordinateur ont bien évolués.

CHAPITRE II
Description du barrage
d'OUED LAARES

Chapitre II : Description du barrage d'OUED LAARES

Introduction :

La réalisation du barrage sur Oued LAARES à KAF LAAROUS commune de GHASSIRA s'inscrit dans le cadre de la mobilisation des ressources en eaux superficielles décidée par le ministère des ressources en eau, en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est « l'eau » pour l'exploitation des petits périmètre d'irrigation.

II.1.Situation géographique :

Le bassin versant d'Oued Laars se situe au Sud-Ouest de la Ville de Batna a une distance de 90 kilomètre environ à vol d'oiseau, il est situé à 2.5 kilomètres au Nord Est de Kef Laarouse. Il est délimité par les coordonnées Lambert suivantes :

Carte d'état-major Menâa 3-7 et 7-8 échelle 1/25.000

Coordonnées	X(km)	Y(km)	Z(m)
	3.884,500	784,500	705

II.2. Situation du site de la retenue :

Le site se trouve au Nord de la route Arris à Biskra « RN 31 » à une distance de 35 km. L'agglomération la plus proche est celle dénommé « KEF LAAROUS ». L'accès de la route se fait par une piste à 2500 m après l'intersection de l'agglomération de KEF LAAROUS.

Ce site a été localisé sur carte topographique aux coordonnées Lambert ci-dessous :

Les coordonnées Lambert :

	X	Y
SITE	337.800	3.883.800

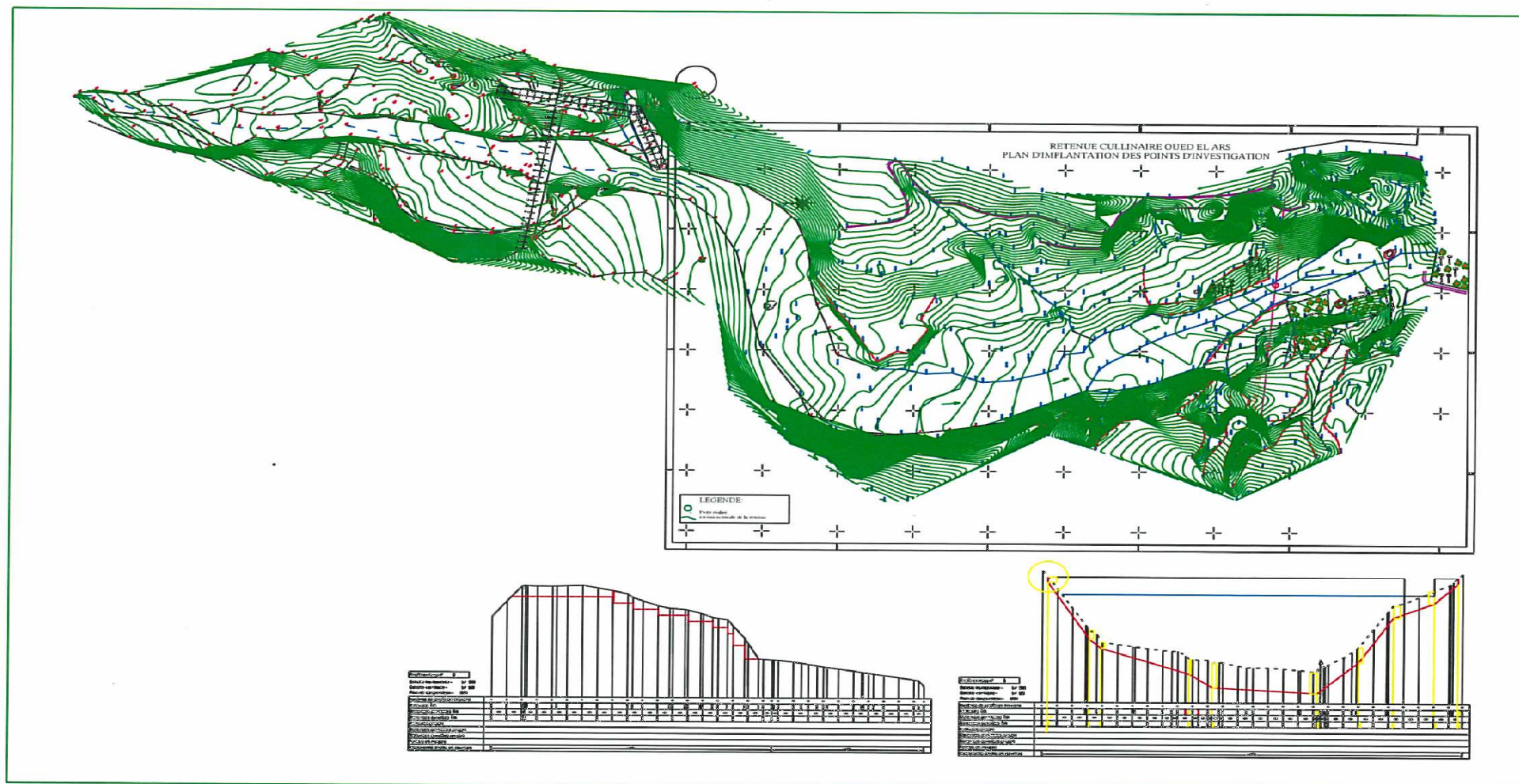


Figure II.2. Retenue collinaire Oued Laars (profil en travers , profil en long)

V.3. Caractéristiques du barrage :

- ✓ Niveau du plan d'eau PHE : 720 m
- ✓ Longueur du plan d'eau PHE : 7.0 Km
- ✓ Volume au niveau de PHE : 0.94018 Mm³
- ✓ Hauteur du barrage : C'est la hauteur (en mètres) entre le fond de la vallée (Terrain Naturel) au droit du barrage et la crête de l'ouvrage, elle est égale à 16.65m.

II.4. Situation topographique :

On dispose d'un levé topographique du site et de la cuvette, présentés sous formes de plans :

- ✓ levé du site au 1/250 de l'emprise de la digue ;
- ✓ levé de la cuvette au 1/1000.

Il est à signaler que l'axe de la retenue a été déplacé vers amont afin d'éviter les risques de glissements des talus d'une part d'autre part pour avoir un site de l'évacuateur de crue plus stable.

II.4.1. Morphologie du site de la retenue :

La morphologie générale des terrains où les eaux sont mobilisées, se présente en forme d'un passage étroit et profond avec des talus en abrupts. Sur 20m vers l'amont, on rencontre un confluent d'oueds et l'élargissement de la cuvette avec des talus à douces pentes.

La cuvette est à faible pente en moyenne de 2 % sur les bras des affluents. Par contre sur les berges, la pente est en moyenne de 20%.

Ainsi, les terrains de la cuvette sont plus des formations anciennes sur les versants et plus alluvionnaires sur les fonds d'oued et épais.

Le bassin versant est caractérisé en grande partie par des formations du Crétacé du côté amont ; du Quaternaire au niveau du milieu ; et du Miocène à l'aval.

Dans la zone de la digue, les formations en place sont imperméables d'apparence couvertes de formations actuelles relativement perméables. Toutefois, on note la présence de sources d'eaux qui s'écoulent des marno-calcaires dans la partie amont de la cuvette.

La prospection du terrain par la réalisation d'un ensemble de puits a mis en relief la continuité de l'imperméable de la cuvette et de l'emprise de la digue.

II.4.2. Données pluviométriques :

Le bassin versant de l'étude ne possède pas de stations pluviométriques situées à l'intérieur. Toutes les stations utilisées sont situées hors du bassin (Batna et Menaâ).

Pour la détermination des données pluviométriques, les cartes des paramètres pluviométriques établies par Body (1981) et la carte de la pluviométrie moyenne annuelle élaborée récemment par l'A.N.R.H (Agence Nationale de Ressources Hydrauliques) sont utilisées.

En l'absence de stations hydrométriques et pour les besoins de l'étude des apports liquides et pour l'étude de régularisation mensuelle est prise par analogie à celle considérée dans l'étude la station hydrométrique (EL KANTARA).

II.5. Caractéristiques morphologiques et hydrologique du bassin versant :

Le bassin versant d'Oued Laars est délimité à partir de la carte topographique de Menâa 3-4 et 7-8 à l'échelle 1/25.000.

Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique (Figure N°3) du bassin d'Oued Laars à NARA Commune de Menâa.

II.5.1. Indices morpho-métriques

a) Indice de compacité K_c :

La forme est exprimée par l'indice de compacité, qui correspond au rapport du périmètre P du sous bassin à celui d'un cercle ayant la même surface.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{II.1})$$

- P : périmètre du B.V (km) ;
- A : surface du B.V (km^2).

La forme de bassin versant selon la valeur de K_c :

- $K_c \leq 1$: bassin versant de forme *circulaire* ;
- $K_c = 1.12$: bassin versant de forme *carrée* ;
- $K_c > 1.12$: bassin versant *allongée*.

Dans notre cas $K_c = 1.62 > 1.12$, la forme de sous bassin est *allongée*.

b) Rectangle équivalent L (km) :

Cette notion introduite par L. Roche en 1963, permet la comparaison des bassins versants entre eux, quant à l'influence de leurs caractéristiques physiques sur l'écoulement globale.

L'indice de compacité est supérieur 1.12, les dimensions du rectangle équivalent sont obtenues à l'aide des relations suivantes :

$$L = \frac{Kc \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \tag{II.2}$$

$$l = \frac{Kc \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \tag{II.3}$$

Avec :

- L : longueur du rectangle équivalent ;
- l : largeur du rectangle équivalent ;
- Kc : indice de compacité ;
- A : surface du B.V (km).

Tableau II.1 : tableau résumé les Caractéristiques Morpho métriques

N°	DESIGNATIONS	UNITES	VALEURS
1	Coordonnées du site		
	X	Km	3884,500
	Y	Km	784,500
	Z	m. N.G.A	710
2	Superficie du bassin « S »	Km ²	59,5
3	Périmètre du bassin versant « P »	Km	44,5
4	indice de compacité« Kc »		1,62
5	rectangle équivalent« L »	Km	19.22
6	rectangle équivalent« l »	Km	3.09

II.5.2.Précipitations :

Les données pluviométriques utilisées sont celles représentées sur les cartes élaborées parBody (1981).

Tableau II.2 : Les données pluviométriques

Nom du site	P annuel(mm)	PjMax(mm)	b (coeff.climatique)	Cv(coeff.de varaiation)
Taguechoult	300,00	40,0	0,30	0,42

Tableau II.3 : Les pluies moyennes mensuelles (1969/70 —1990/91)

Mois	Sept	octo	Nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	Mai	Juin	Juille	Août	ΣP
P%	11,33	8,09	10,16	7,96	7,39	8,33	12,30	9,92	8,83	5,80	4,93	5,20	100
P(mm)	33,69	24,27	30,48	23,66	22,17	24,89	36,90	29,76	26,49	17,40	14,79	15,60	300

Le tableau II.3, montre la distribution moyenne annuelle des pluies dans le bassin versant. Ces moyennes sont extrapolées à partir de la série pluviométrique de la station de Batna.

II.5.3. Relief et pente :

Le relief est relativement accidenté, ce qui signifie une pente assez forte et par conséquent une propagation de crues relativement importante.

II.5.4.Végétation :

La couverture végétale est importante à la partie haute du bassin, il s'agit d'une forêt composée d'Alep et buissons.

D'une manière globale, le bassin versant peut être considéré boisé à 90%.

II.5.5.Population :

D'après les données d'A.P.C (Assemblée Populaire Communale) de, le nombre d'habitants de la commune de GHASSIRA est de 7900 habitants en 2008, avec un taux d'accroissement de 2.60%.

Conclusion :

L'ouvrage de la retenue est tout à fait adapté à une fondation hétérogène puisqu'il peut subir des déformations plus importantes que celles que l'on peut attendre ici des hétérogénéités du massif de dolérites et des alluvions de thalweg.

..

CHAPITRE III

Simulation de la rupture par le logiciel HEC-RAS

Chapitre III: Simulation de la rupture par le logiciel HEC-RAS

Introduction:

Ce chapitre vise à explorer en détail la simulation de rupture de barrage (barrage d'oudlaars W.BATNA) en mettant l'accent sur l'utilisation de l'outil HEC-RAS. Les objectifs principaux de ce chapitre sont les suivants :

Comprendre les concepts fondamentaux de la simulation de rupture de barrage.

Examiner les avantages et les applications de HEC-RAS dans ce domaine.

Présenter des études de cas et des exemples pratiques pour illustrer l'importance de la simulation de rupture de barrage et l'utilisation de HEC-RAS.

III.1. Processus de simulation de rupture de barrage :

Le processus de simulation de rupture de barrage peut se résumer comme suit :

- Tout d'abord, les ingénieurs créent un modèle hydraulique détaillé du barrage, y compris ses dimensions, sa géométrie, ses matériaux de construction et ses caractéristiques de déversement.
- Détermination des scénarios de rupture : Les ingénieurs définissent différents scénarios de rupture possibles en fonction de facteurs tels que la défaillance structurelle, le surdimensionnement du réservoir, les conditions météorologiques extrêmes, etc.
- Simulation de la rupture : en utilisant souvent des logiciels spécialisés tels qu'HEC-RAS, les ingénieurs simulent la rupture du barrage en modifiant les paramètres appropriés, tels que l'ouverture des vannes, l'érosion des talus, ou d'autres défaillances potentielles.
- Analyse des résultats : Une fois la simulation effectuée, les ingénieurs analysent les résultats pour évaluer l'ampleur des inondations en aval, les temps de déplacement des ondes de crue, les niveaux d'eau attendus et d'autres conséquences potentielles.
- Prévention et planification d'urgence : Les informations obtenues à partir de ces simulations aident les autorités à prendre des mesures préventives, à élaborer des plans d'urgence et à mettre en place des systèmes d'alerte en cas de rupture de barrage imminente.

Nous distinguerons trois zones d'études :

- ✓ le barrage ;
- ✓ la retenue ;
- ✓ la vallée aval.

III.1.1. Le barrage :

En fonction du mode de rupture, l'effacement de l'ouvrage est en effet plus ou moins rapide. Il peut être de l'ordre de quelque seconde pour une voûte en béton rompant brusquement, jusqu'à plusieurs heures (voir jour) pour un barrage en remblai.

De manière générale, quel que soit le mode de rupture, un barrage en béton s'effacera (partiellement ou totalement) beaucoup plus vite qu'un barrage en remblai. On parlera de rupture instantanée par opposition à rupture progressive. Toutefois, en fonction de l'hydrogramme incident, de l'origine (phénomène physique et localisation) de la rupture, une brèche peut aussi se développer dans ce dernier type de barrage en quelques minutes et donner naissance à une crue de débit de pointe bien supérieur et de temps de montée bien inférieur à ceux des plus fortes crues naturelles.

III.1.2. La retenue :

Dans la retenue, la rupture se traduit par une descente plus ou moins rapide du plan d'eau qui peut, dans le cas extrêmes. Avoir des conséquences sur la stabilité des versants.

III.1.3. La vallée aval :

A l'aval du barrage, les conséquences peuvent être bien plus dommageables. Suite à une rupture instantanée, un front (un mur d'eau qui peut atteindre plusieurs mètres de haute) se déplace à grande vitesse (jusqu'à 50 Km/h) en balayant le fond de la vallée. A proximité du barrage, la plupart des ouvrages en travers de la vallée (pont, etc...) ne résistent pas au choc occasionné par l'impact de l'eau.

Le flot peut, en outre, véhiculer des blocs pris au barrage ainsi que de 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 en entraînant parfois des dégâts bien plus importants que la simple submersion. On notera qu'un resserrement de la vallée ou un ouvrage en travers qui résiste quelque temps avant de rompre peut être à l'origine d'une nouvelle augmentation de hauteur du front et d'un regain de l'érosion...

III.2. Simulation de rupture par le logiciel HEC-RAS

III.2.1. Présentation du logiciel HEC-RAS

La simulation de rupture de barrage est une application essentielle dans le domaine de la gestion des ressources en eau et de la sécurité publique. Elle vise à évaluer les conséquences potentielles d'une rupture de barrage sur les zones en aval, notamment les inondations, les dommages aux biens et les risques pour la vie humaine. Pour réaliser de telles simulations, les ingénieurs et les hydrologues utilisent souvent des logiciels spécialisés tels qu'HEC-RAS.

HEC-RAS, acronyme de "Hydrologic Engineering Center's River Analysis System," est un logiciel développé par le U.S. Army Corps of Engineers. Il est largement utilisé dans le monde entier pour modéliser l'hydraulique des rivières, des canaux et des systèmes de drainage. L'une de ses fonctionnalités clés est la capacité à effectuer des simulations de rupture de barrage.

III.2.2. Informations digitales et modèles numériques :

Aujourd'hui, le développement de techniques d'acquisition et de mise à disposition d'informations digitales a rendu possible la présentation à la fois de la topographie du milieu par le biais de modèles numériques d'altitudes (MNA) et de terrain (MNT) ainsi que la représentation de l'occupation des sols par le biais de photographie aériennes ou de données satellitaires. Ces informations servant de plus à la description des caractéristiques physiques des bassins versants et à la cartographie numérique de leur couverture. Un modèle MNT est établi à partir de la digitalisation des courbes de niveaux des feuilles topographiques de la zone d'étude.

III.2.3. Coefficient de Manning-Strickler :

Le coefficient de Manning-Strickler doit tenir compte de l'occupation du fond de la vallée au niveau de la section (végétation, habitat, routes, fossés ...). La hauteur de végétation s'apprécie par rapport à la hauteur maximale de l'eau. Dans notre cas, il est estimé à 0.04.

III.2.4. Méthodes de simulation

III.2.4.1. Simulation incluant : cuvette - digue - zone d'écoulement aval

Dans ce cas le domaine d'étude est divisé en trois zones : cuvette, digue et zone d'écoulement aval. Nous allons simuler une rupture partielle (rupture par brèche de la digue) par le volume d'eau de remplissage de la cuvette du barrage. Pour réaliser cette étude, on suit les étapes suivantes :

- 1- D'abord, on crée un nouveau projet HEC-RAS puis on ouvre l'icône *Geometric Data* et on délimite le plan d'eau par la *Storage Area*, puis de la même manière on délimite la surface inondable à l'aval du barrage par *2DFlow Area*.
- 2- Pour tracer l'axe du barrage en utilise *SA/2D Area Con*, ensuite on délimite la frontière limite aval de la surface d'écoulement par *2D Area BC Lines* (Figure III.1).

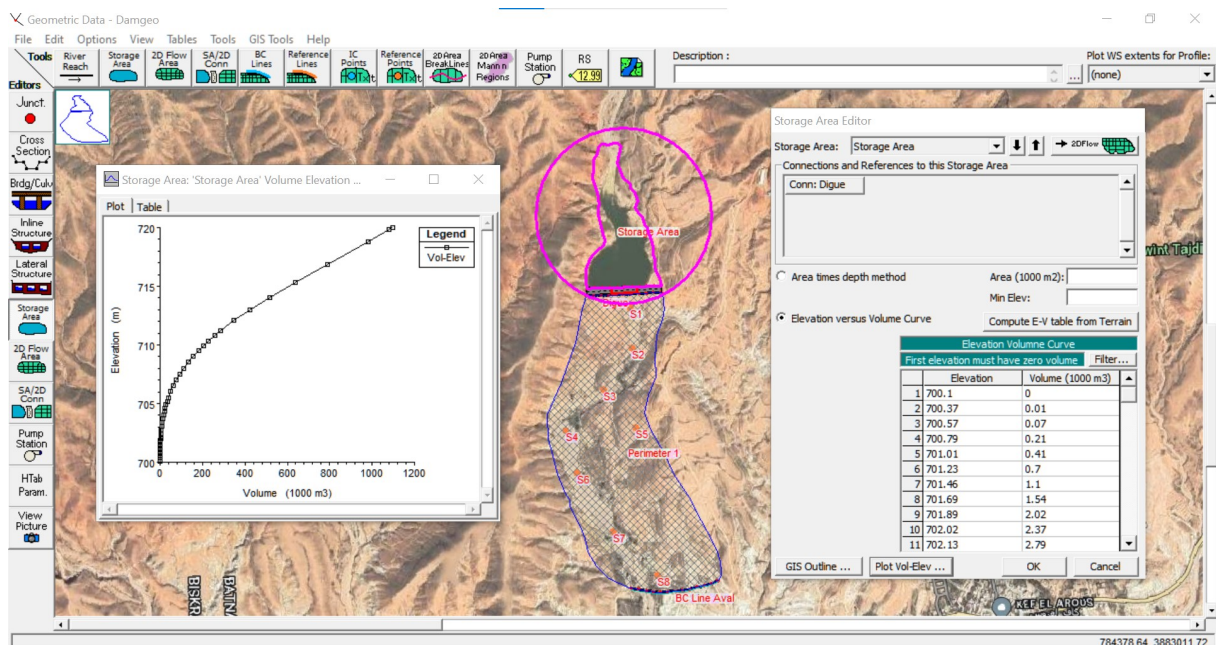


Figure III.1 : Frontières du domaine d'étude et maillage de la surface d'écoulement

- 3- La connexion de la surface du plan d'eau, la structure du barrage et la zone d'écoulement se fait par *Connection Data Editor* (Figure III.2) :
- 4- On construit le maillage de la surface d'écoulement en exécutant *Edit 2D Flow Areas*. Pour les pas DX et DY on prend la valeur 10m.
- 5- On sélectionne la plan d'eau du barrage puis on exécute *Storage Area Editor* ce qui nous permet de déterminer la courbe Elévation-volume de la cuvette du barrage (Figure III.1).
- 6- On introduit les caractéristiques de la brèche de rupture par la commande *Storage Area Connection Brech Data*

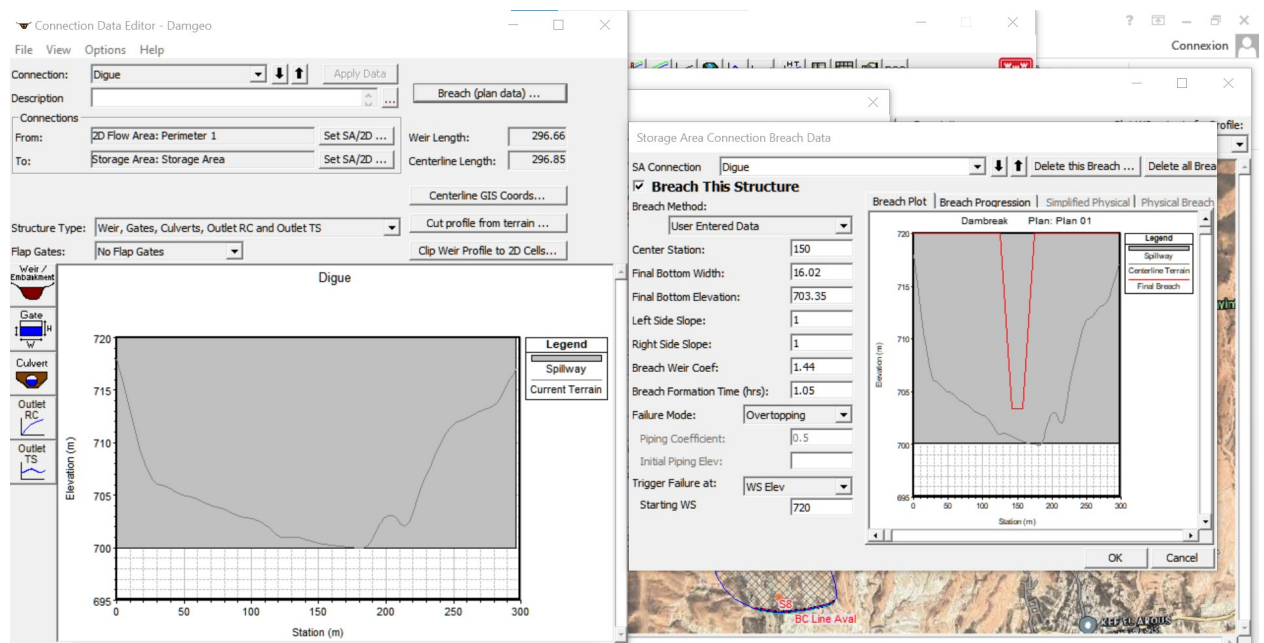


Figure III.2 : Caractéristiques de la brèche de rupture du barrage

Les données de la brèche sont calculées par la formule de Froehlich (1995a) (voir chapitre I) :

$$B_{ave} = 0.1803K_0 V_w^{0.32} h_b^{0.19} = 16.02 \text{ m}$$

$$t_f = 0.00254V_w^{0.53} h_b^{-0.90} = 1.05 \text{ h}$$

Avec :

$$K_0 = 1.3 ; V_w = 1 \text{ Mm}, h_b = 16.65 \text{ m}, g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

7- A partir de *Run/Unsteady Flow Analysis* on lance une simulation instationnaire.

on utilise la fenêtre *Unsteady Flow Analysis* . Il faut saisir les dates et heures du début et fin de simulation. Avant de cliquer sur *Compute*, il faut choisir le pas de simulation *Computation interval* et les intervalles de temps pour l’affichage des résultats. Une fois qu’on a cliqué sur *Compute*, la fenêtre ci-dessous s’affiche (Figure III-3).

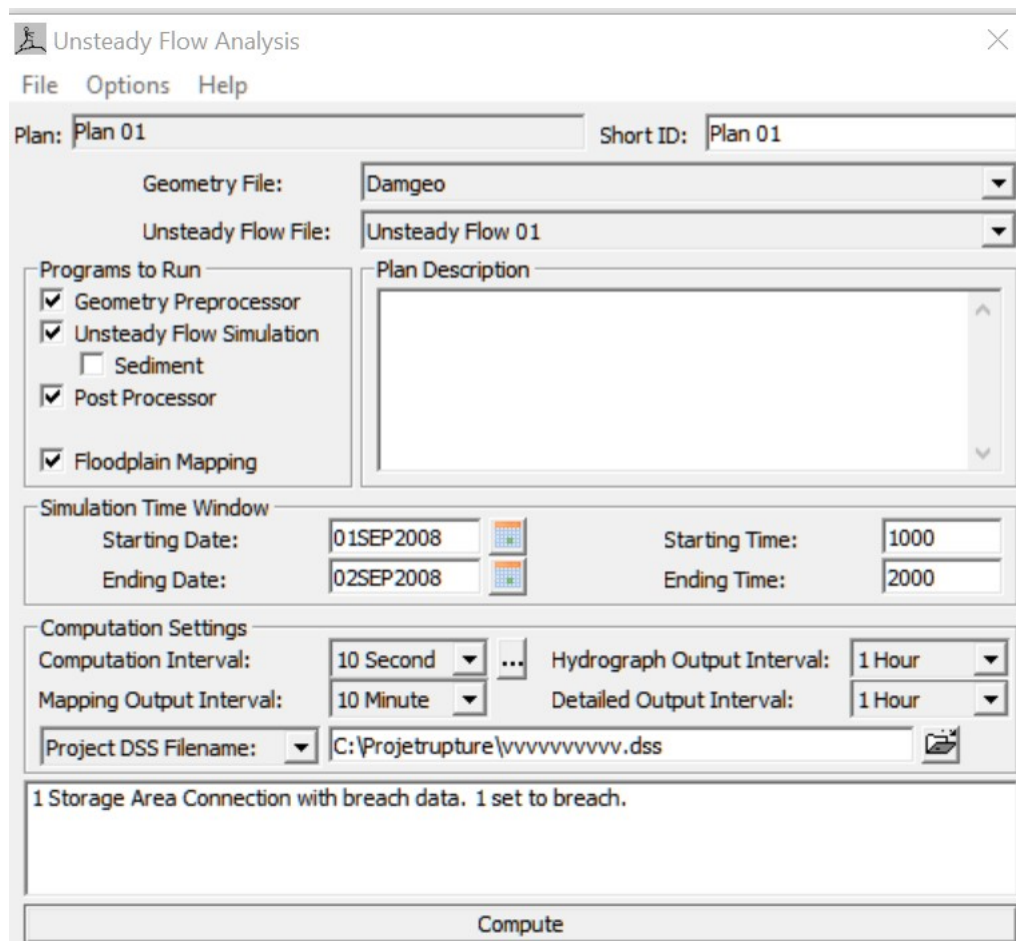


Figure III.3

- 8- Pour accéder aux résultats de la simulation, on ouvre *Ras Mapper* puis on télécharge un fond de la zone d'étude à partir de *Google Earth* pour mieux visualiser les résultats. Les courbes ci-dessous montrent les valeurs maximales de la profondeur, de la vitesse et de l'élévation de la surface libre.

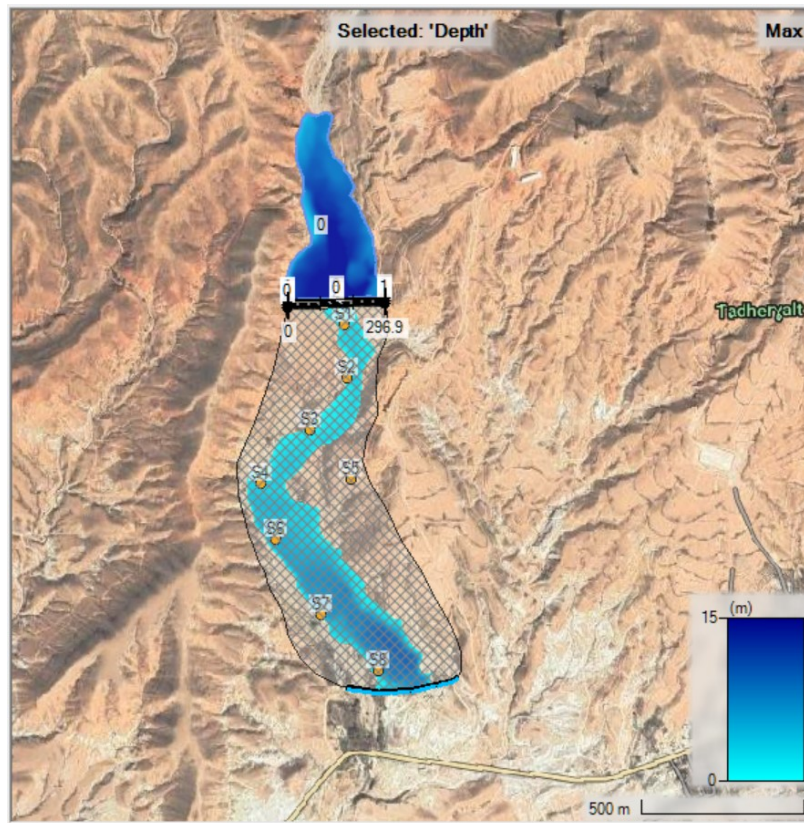


Figure III.4 : Profondeurs maximales

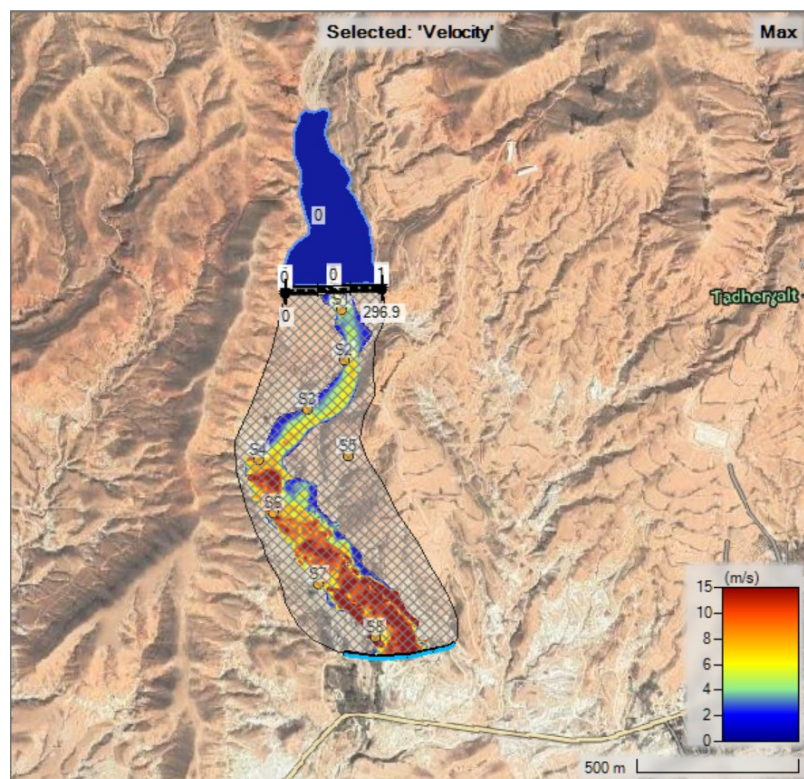


Figure III.5 : Vitesses maximales

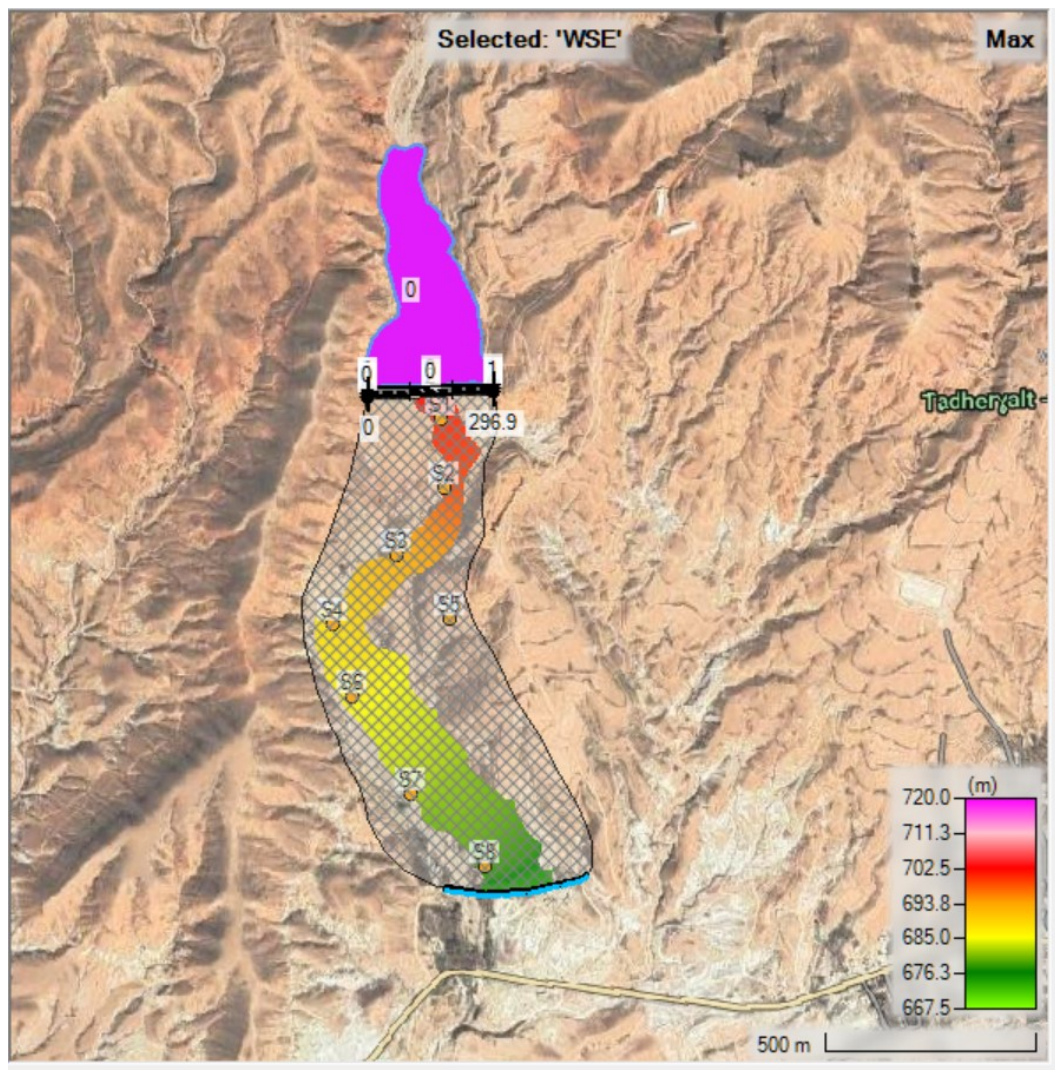


Figure III.6 : Elévation maximale surface libre

A partir de ces figures (III.4, III.5 et III.6), on remarque aussi sur la carte d'inondation que l'eau déborde du lit de l'oued et que des zones des terrains agricoles sont submergées d'eau.

Cette simulation a permis de délimiter la zone à risque d'inondation sur la carte de l'étude.

Il semble que la vallée présentée dans l'étude ait une particularité importante, à savoir qu'elle est entourée de montagnes le long de sa trajectoire. Cette caractéristique géographique peut avoir un impact significatif sur la propagation de l'onde de rupture et sur l'ampleur des inondations résultantes.

III.2.4.2. Simulation incluant : zone d'écoulement amont - digue - zone d'écoulement aval

Dans ce deuxième cas le domaine d'étude est divisé en trois zones : zone d'écoulement amont, digue et zone d'écoulement aval. Nous allons simuler une rupture partielle (rupture par brèche de la digue), en imposant une hauteur d'eau initiale dans la zone d'écoulement amont, correspondant au niveau des plus hautes eaux dans le réservoir PHE.

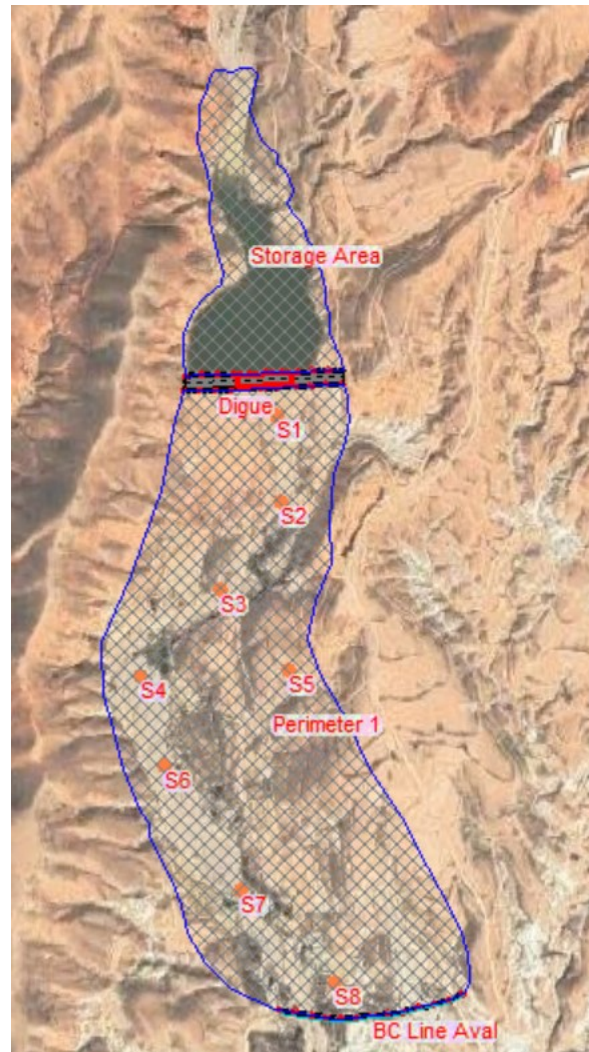
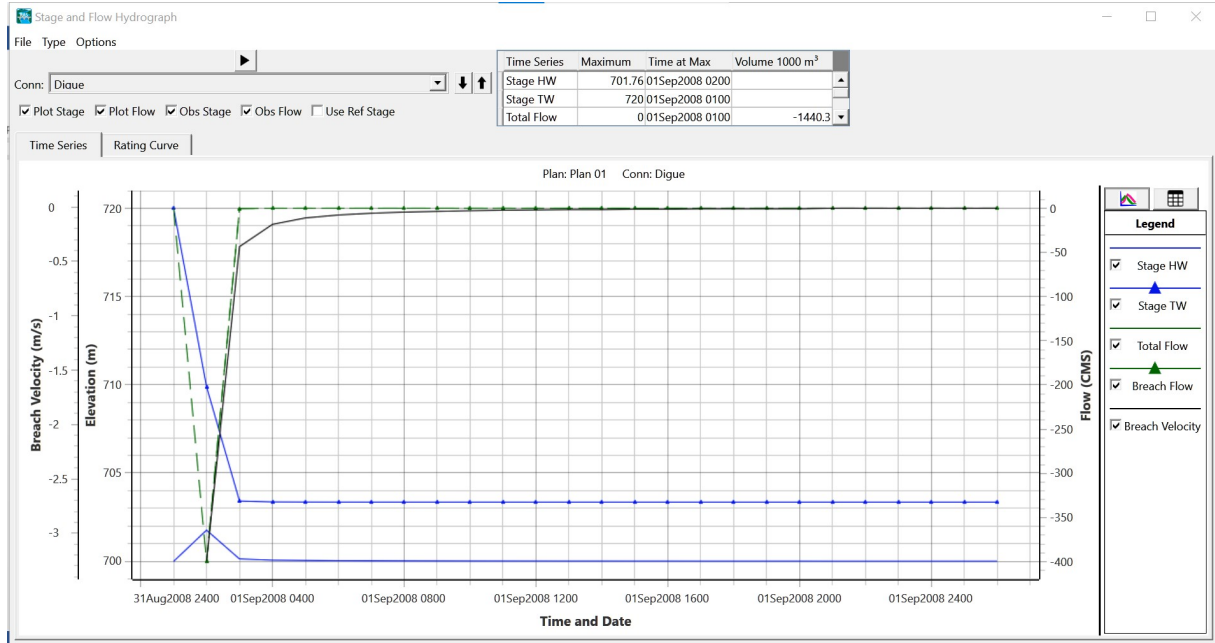


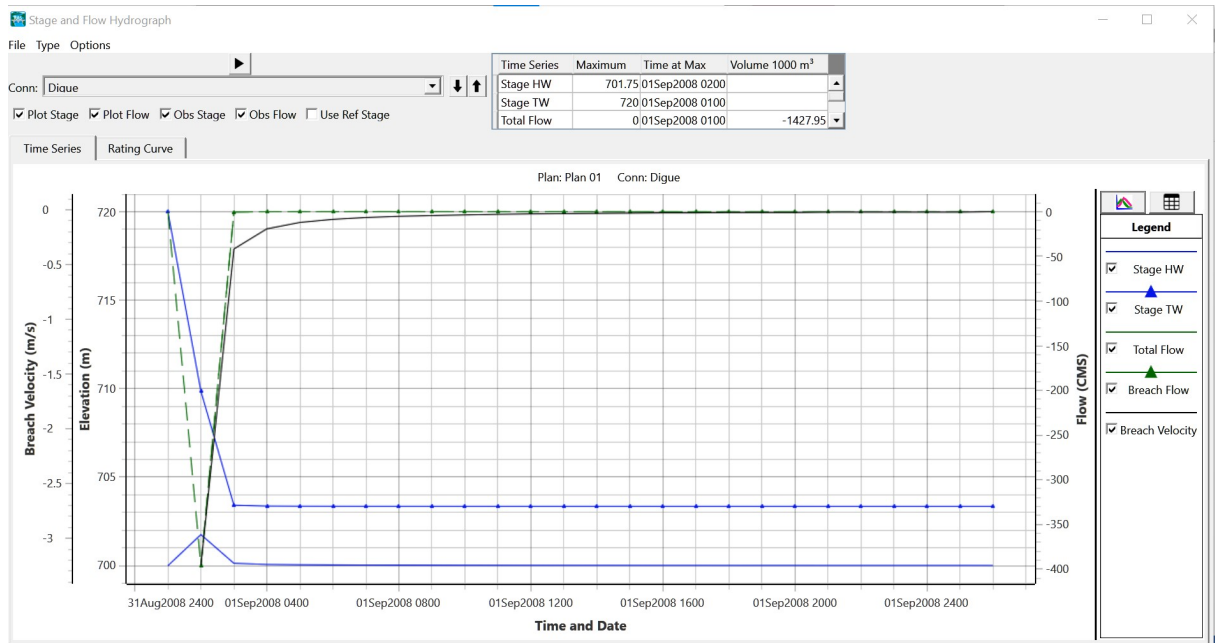
Figure III.7

Huit stations de mesure de l'évolution temporaire de l'élévation de la surface d'eau et de la vitesse sont placées dans la zone d'écoulement aval. Les résultats de ces mesures pour les deux cas de simulation sont représentés sur les figures ci-dessous.

• au niveau de la digue



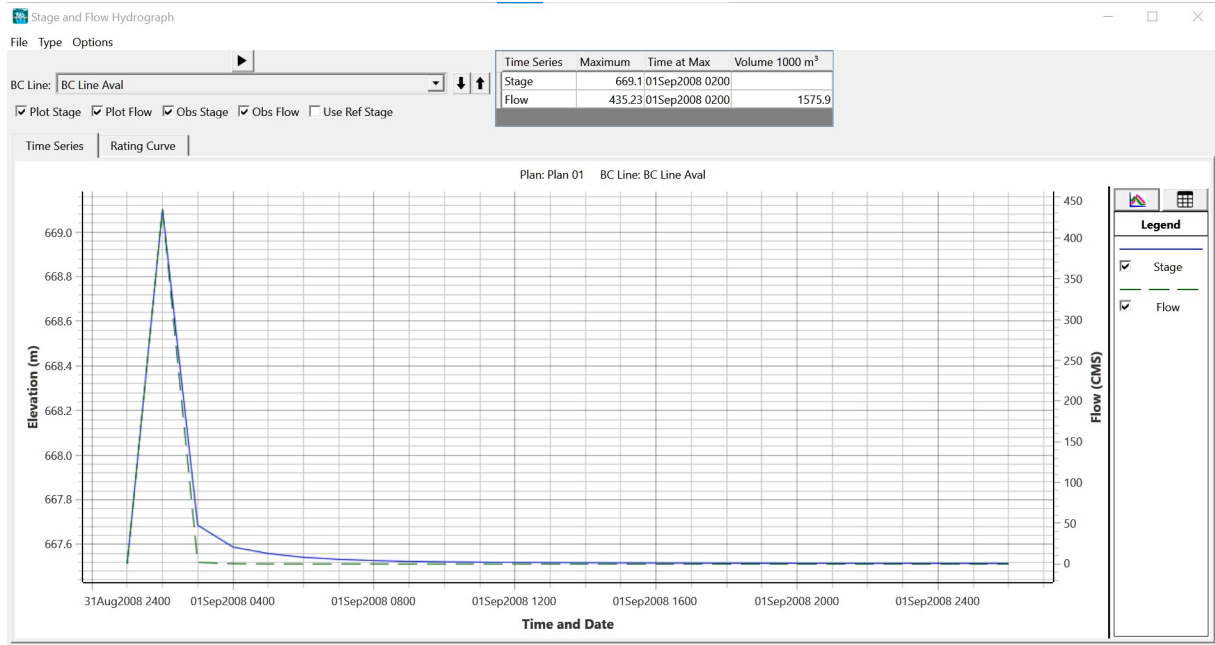
Cas N° 1



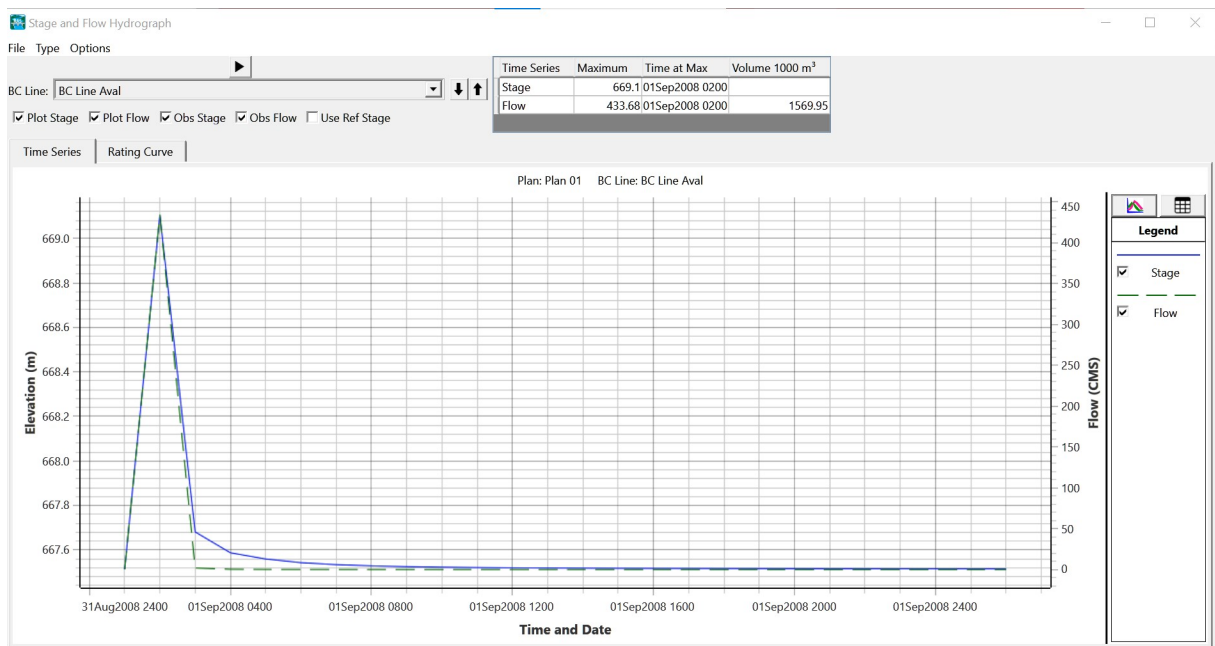
Cas N° 2

Figure III.8 Résultats au niveau de la digue

• Limite aval du domine découlement



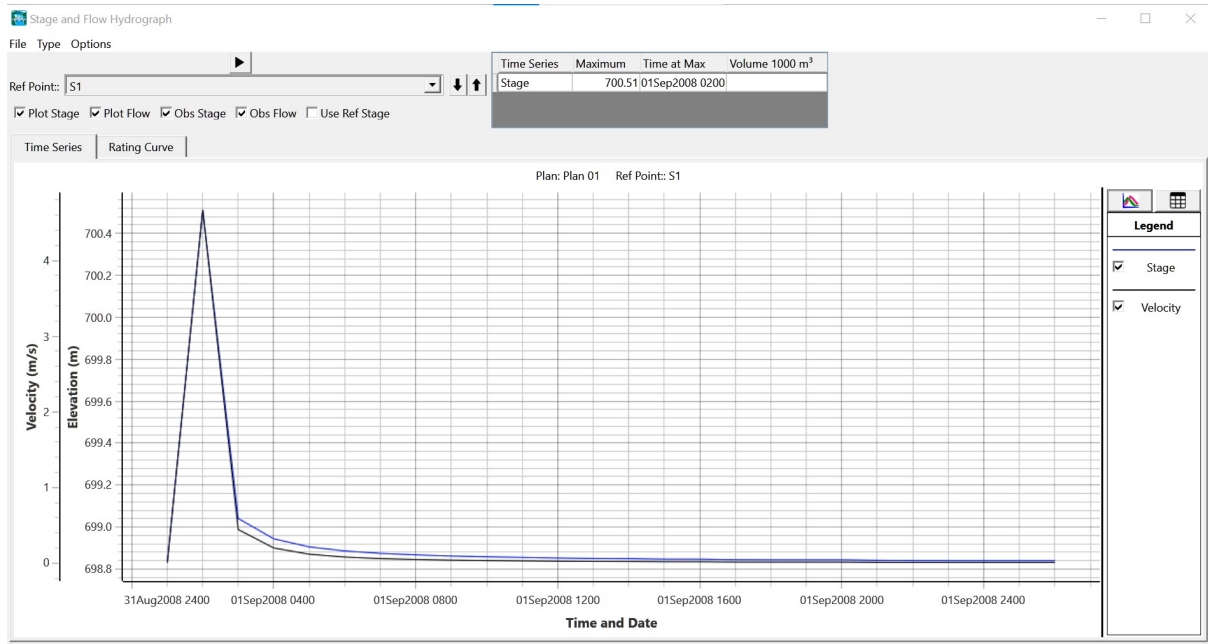
Cas N° 1



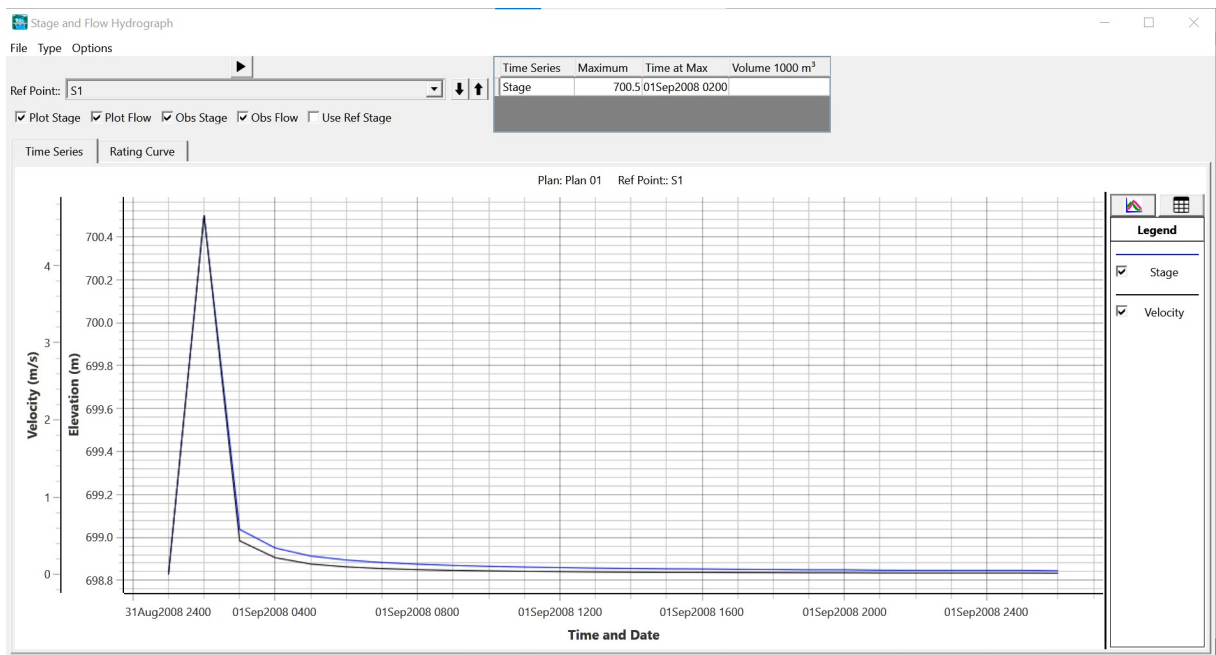
Cas N° 2

Figure III.9 Résultats au niveau de la Limite aval du domine découlement

• Station S1



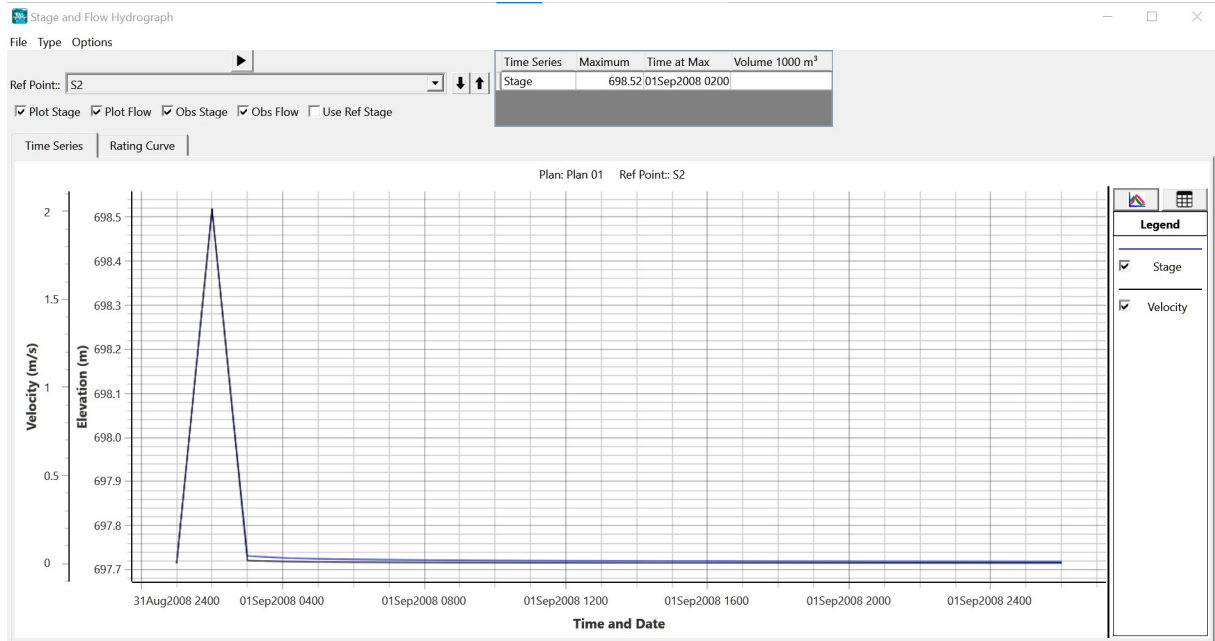
Cas N° 1



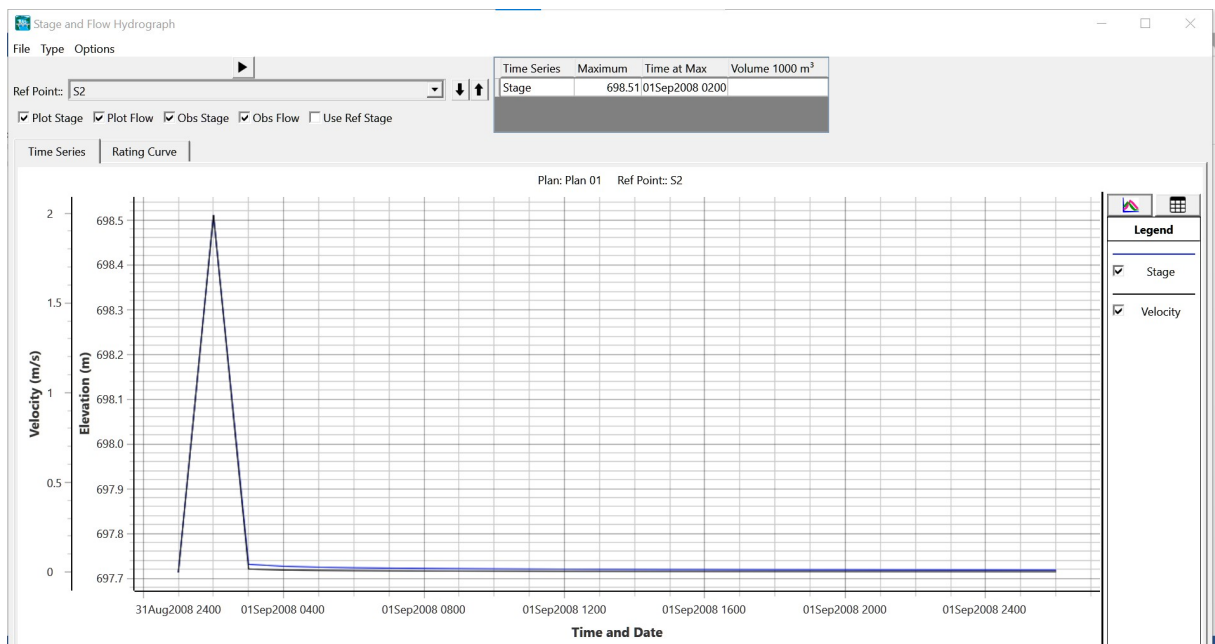
Cas N° 2

Figure III.10 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S1).

• Station S2



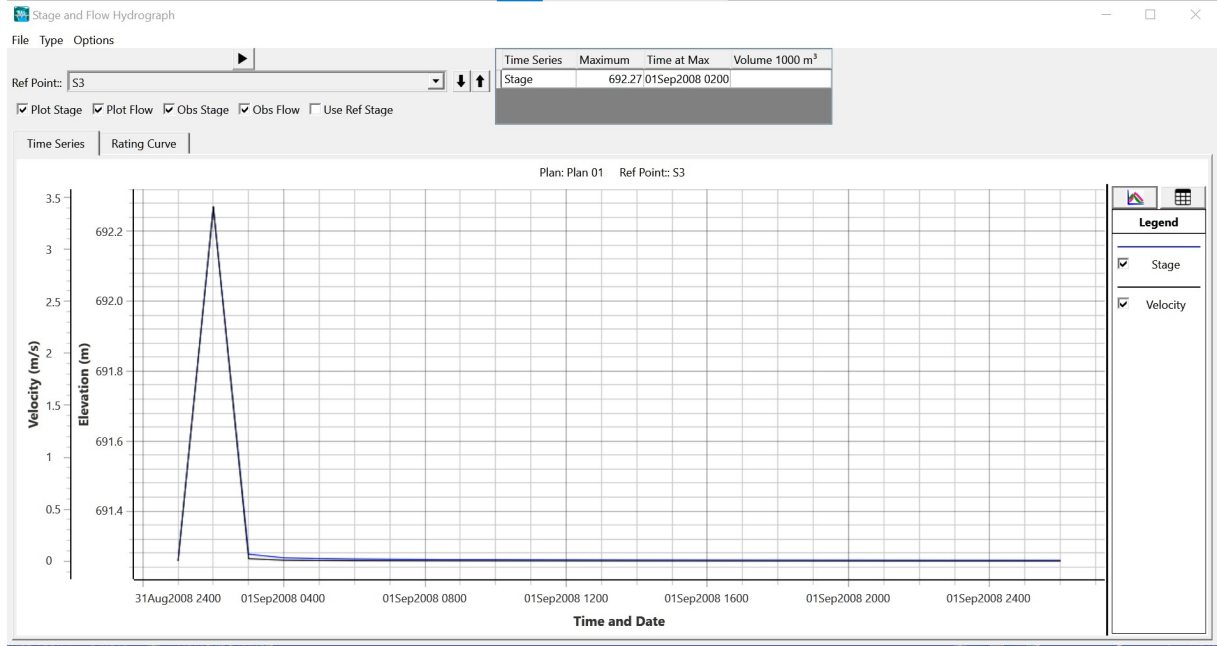
Cas N° 1



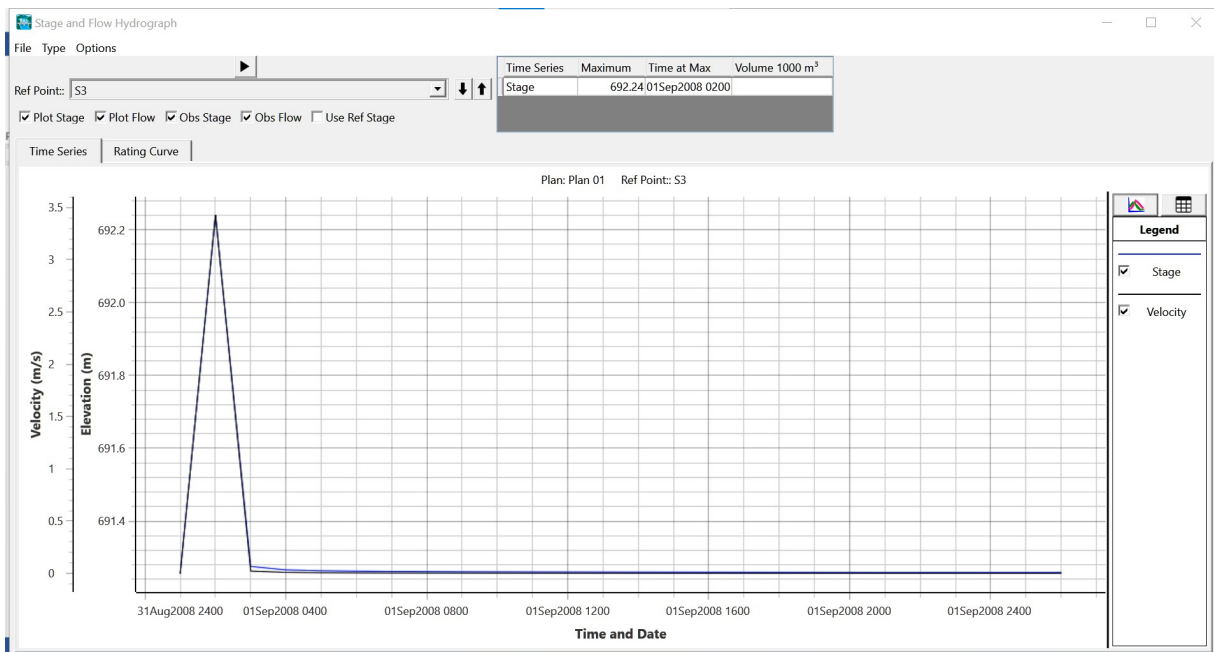
Cas N° 2

Figure III.11 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S2).

• Station S3



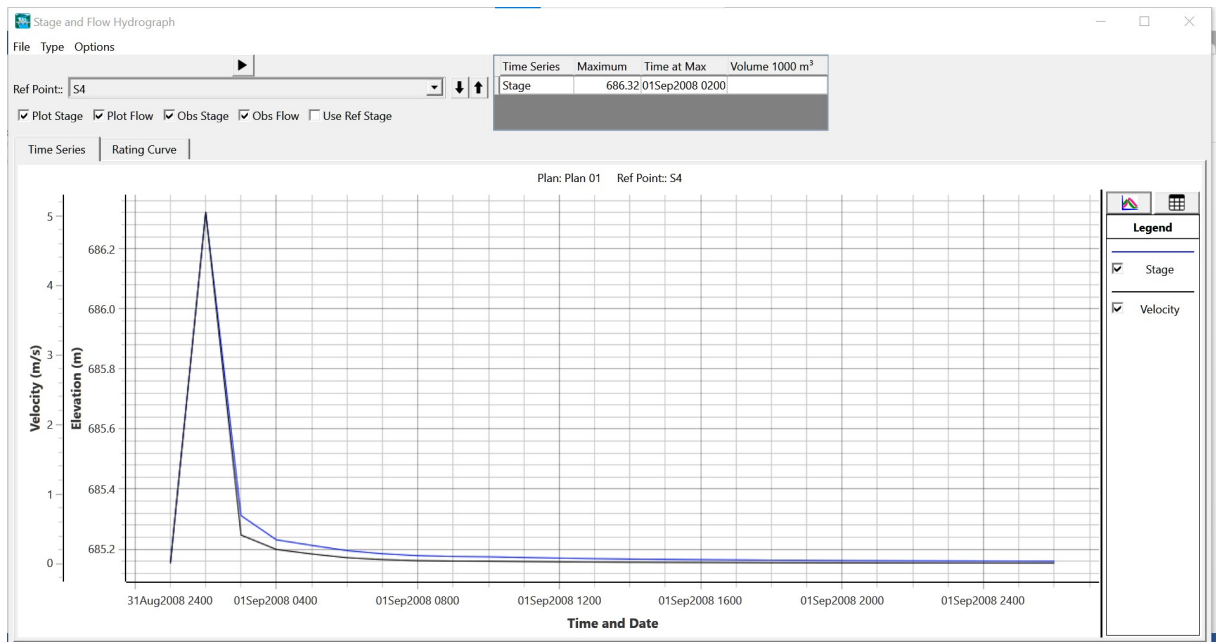
Cas N° 1



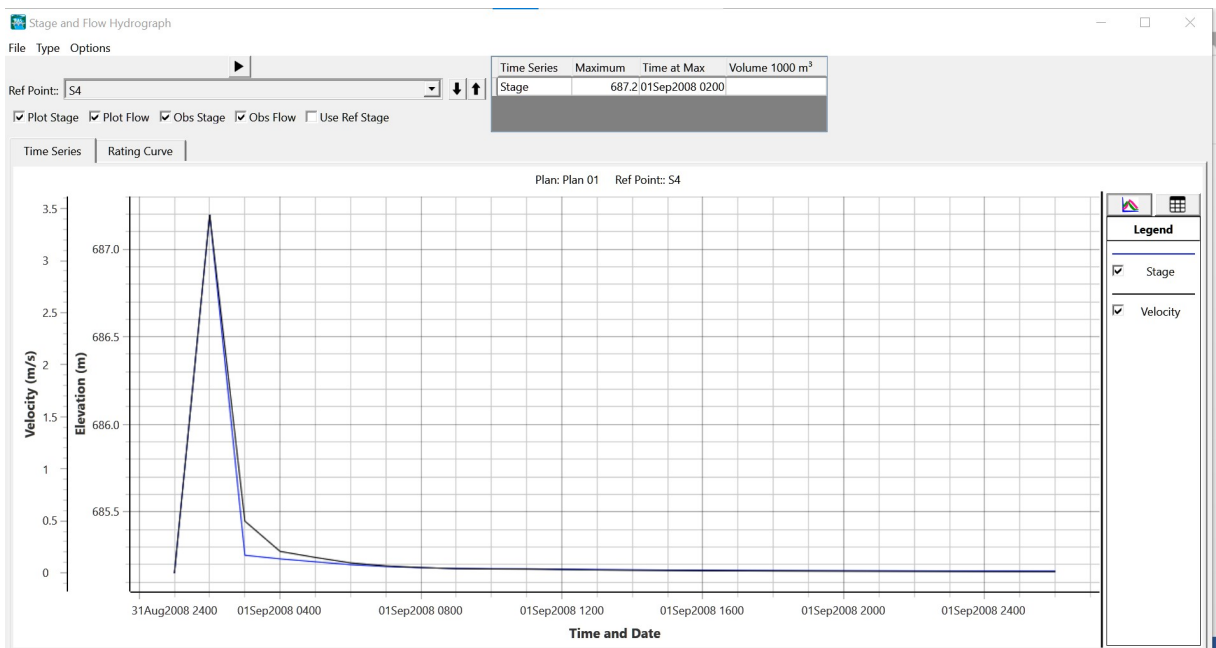
Cas N° 2

Figure III.12 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S3).

• Station S4



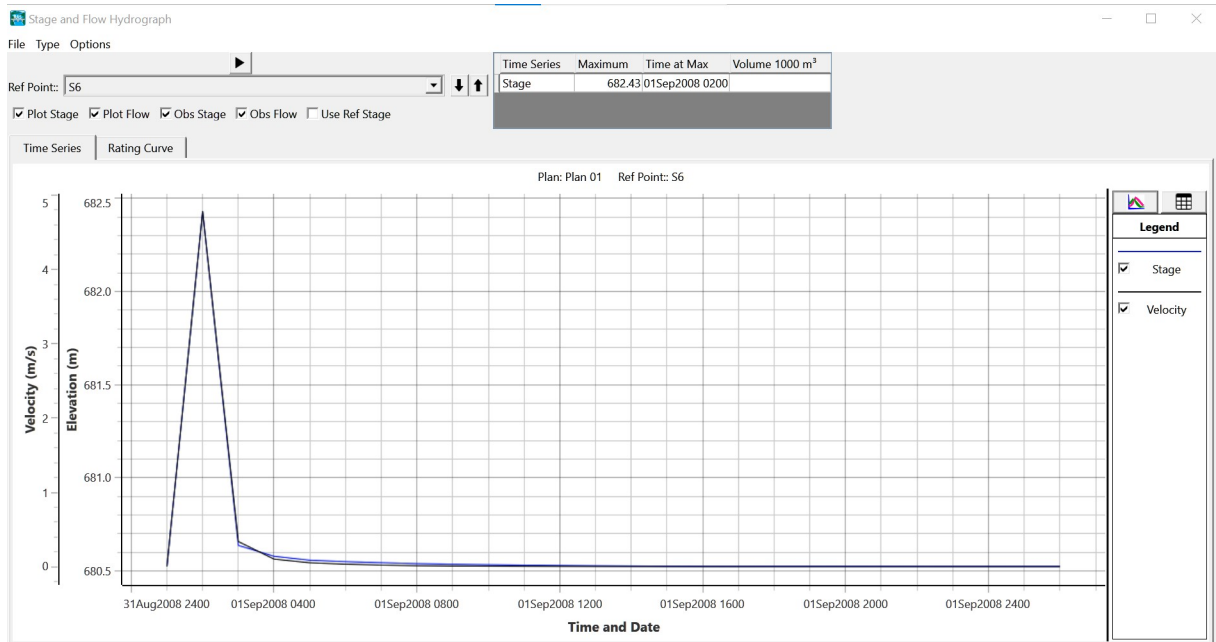
Cas N° 1



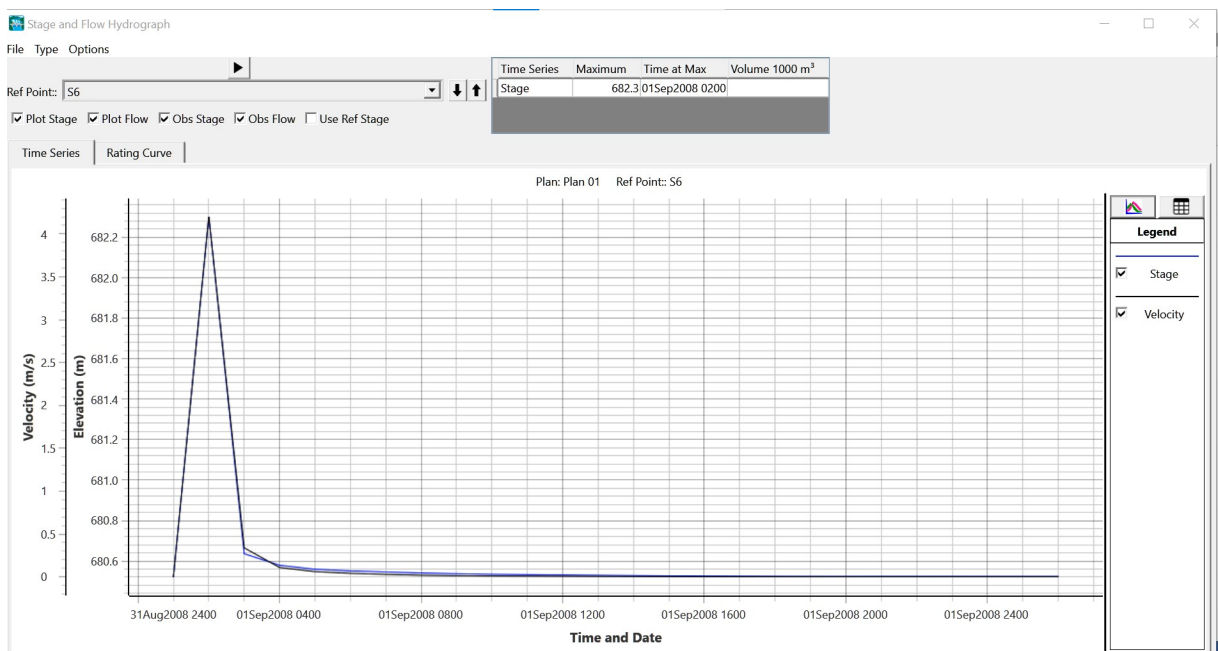
Cas N° 2

Figure III.13 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S4).

• Station S6



Cas N° 1



Cas N° 2

Figure III.14 : Evolutions temporelles de l'élévation de la surface libre et vitesse d'écoulement (S6).

Notons que les profondeurs d'eau sont nulles au niveau des stations S5, S7 et S8.

Sur les figures ci-dessus (Figures III.9 à III.14) représentant la variation des paramètres d'écoulement en fonction du temps. On remarque que les allures des courbes sont bien représentées. Les valeurs augmentent brusquement pour atteindre des pics puis elles descendent lentement vers des valeurs minimales, et elles diminuent aussi en allant de l'amont vers l'aval, ce qui signifie qu'une onde se forme de la zone de rupture et se propage vers l'aval de la zone d'étude.

La comparaison des courbes des résultats des deux cas de simulation à la même station de mesure, montre que résultats sont identiques, ce qui conforte leur qualité.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Dans ce travail nous avons présenté une simulation en deux dimensions (2D) de la rupture potentielle du barrage d'Oued Laars, situé dans la région de Batna, en utilisant le logiciel HEC-RAS. L'objectif principal de cette simulation est d'évaluer les conséquences d'une éventuelle rupture du barrage sur les zones environnantes.

Pour mener à bien cette simulation, des données topographiques précises de la région ont été collectées et intégrées dans le logiciel HEC-RAS. Un modèle hydraulique 2D a été développé pour représenter le comportement de rupture du barrage et de la rivière associée.

Deux cas testés sont étudiés :

- Dans le premier cas, le domaine d'étude est divisé en trois zones : cuvette, digue et zone d'écoulement aval. Nous avons simulé une rupture partielle (rupture par brèche de la digue) par le volume d'eau de remplissage de la cuvette du barrage.
- Dans le deuxième cas, le domaine d'étude est divisé en trois zones : zone d'écoulement amont, digue et zone d'écoulement aval. Dans ce cas, on impose un niveau d'eau initial dans la zone d'écoulement amont, correspondant au niveau des plus hautes eaux (PHE) dans le réservoir du barrage.

La simulation de rupture de barrages par HEC-RAS permet de prévoir le débit d'eau, les zones inondées, les temps de déplacement des ondes de crue, ainsi que d'évaluer les risques potentiels pour les populations et les biens. Les résultats de simulation seront essentiels pour la prise de décision en matière de gestion des risques, de planification d'urgence et de développement de mesures de prévention des inondations dans la région d'étude.

Cette étude contribue à améliorer la compréhension des risques liés à la rupture de barrages et offre des informations essentielles pour la sécurité publique et la protection de l'environnement.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] Walter H. Graf .M.S. Alt inhaler : Volume 16- Hydraulique Fluviale-
Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. L'Ecole poly
techniquefédérale de Lausanne ,2000.
- [2] Gérard Degoutte : Traité d'hydraulique à surface libre, p18-41.
- [3] José Vazquez : hydraulique à surface libre, Ecole Nationale du Génie de l'eau et de
l'environnement de Strasbourg
- [4] Anton J. Schleiss, Henri Pougatsch. Les barrages : du projet à la mise en service, PPUR
Presses polytechnique
- [5] Christophe Ancey : Phénomènes de propagation ondes et ruptures de barrages, Presses
polytechniques (2010).
- [6] ISL BUREAU D'INGENIEUR CONSEIL, RTM SAVOIE : Eboulement de
Combelouvière, appréciation des risques de rupture. Mai 1998, 17p.
- [7] Cadier . E, Zevallos .O, Basabe . P : Le glissement de terrain et les inondations
catastrophiques de la Josefina en Equateur. Bulletin de l'Institut Français des Etudes Andines.
1996.
- [8] Kamel RAHMANI : Quelques solutions des ondes de rupture d'un barrage sur un fond
sec et inclinée, Mémoire de Magister en Hydraulique, Université Hadj lakhdar –Batna
- [9] MULLER RUDOLF W : Appréciation du danger particulier a l'aide de calculs simplifiés
de l'onde de submersion, Workshop barrages, Suisse, 2003.
- [10] Manuel du logiciel HEC-RAS.

ملخص

تقدم هذه الدراسة محاكاة ثنائية الأبعاد (2D) لانهديار المحتمل لسد Oued Laars الواقع بمنطقة غرب باتنة، باستخدام برنامج HEC-RAS. الهدف الرئيسي من هذه المحاكاة هو تقييم عواقب لانهديار المحتمل للسد على المناطق المحيطة به.

ولتنفيذ هذه المحاكاة، تم جمع البيانات الطبوغرافية الدقيقة للمنطقة ودمجها في برنامج HEC-RAS. تم تطوير نموذج هيدروليكي ثنائي الأبعاد لتمثيل سلوك انهيار السد و السيلان في الواد المرتبط به.

تتيح محاكاة HEC-RAS إمكانية التنبؤ بتدفق المياه والمناطق التي غمرتها الفيضانات وأوقات انتقال موجات الفيضانات، بالإضافة إلى تقييم المخاطر المحتملة على السكان والممتلكات. ستكون نتائج المحاكاة ضرورية لاتخاذ القرار في إدارة المخاطر والتخطيط لحالات الطوارئ وتطوير تدابير الوقاية من الفيضانات في منطقة الدراسة.

تساهم هذه الدراسة في تحسين فهم المخاطر المرتبطة بلانهيار السدود وتوفير معلومات أساسية للسلامة العامة وحماية البيئة.

Résumé

Cette étude présente une simulation en deux dimensions (2D) de la rupture potentielle du barrage d'Oued Laars, situé dans la région de W. Batna, en utilisant le logiciel HEC-RAS. L'objectif principal de cette simulation est d'évaluer les conséquences d'une éventuelle rupture du barrage sur les zones environnantes.

Pour mener à bien cette simulation, des données topographiques précises de la région ont été collectées et intégrées dans le logiciel HEC-RAS. Un modèle hydraulique 2D a été développé pour représenter le comportement de rupture du barrage et de l'écoulement la rivière associée.

La simulation HEC-RAS permet de prévoir le débit d'eau, les zones inondées, les temps de déplacement des ondes de crue, ainsi que d'évaluer les risques potentiels pour les populations et les biens. Les résultats de simulation seront essentiels pour la prise de décision en matière de gestion des risques, de planification d'urgence et de développement de mesures de prévention des inondations dans la région d'étude.

Cette étude contribue à améliorer la compréhension des risques liés à la rupture de barrages et offre des informations essentielles pour la sécurité publique et la protection de l'environnement.

Summary

This study presents a two-dimensional (2D) simulation of the potential break of the Oued Laars dam, located in the W. Batna region, using HEC-RAS software. The main objective of this simulation is to assess the consequences of a possible break of the dam on the surrounding areas.

To carry out this simulation, precise topographical data of the region were collected and integrated into the HEC-RAS software. A 2D hydraulic model was developed to represent the break behavior of the dam and the associated river flow.

The HEC-RAS simulation makes it possible to predict water flow, flooded areas, flood wave travel times, as well as assess potential risks for populations and property. The simulation results will be essential for decision-making in risk management, emergency planning and development of flood prevention measures in the study region.

This study contributes to improving understanding of the risks associated with dam break and provides essential information for public safety and environmental protection.