### **REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

> ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE «ARBAOUI Abdellah »

> > **DEPARTEMENT SPECIALITES**

### **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.

**Spécialité : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques** 

### **THEME :**

Contribution à l'élaboration d'un code de calcul de l'onde de submersion d'un barrage par la méthode des éléments finis :Cas du barrage Oued Fodda(Wilaya de Chlef)

Présenté par : M<sup>r</sup> MOUZONG NATHAN Promoteur : M<sup>r</sup> MIHOUBI M. K.

Devant le jury composé de :

Président : M<sup>r</sup> B.BENLAOUKLI

Examinateurs : M<sup>r</sup> M.K. MIHOUBI M<sup>r</sup> R.FRIHI M<sup>r</sup> M.BENSALAH M<sup>me</sup> N. HADJ SADOK

### Dédicaces

En signe d'affection et de reconnaissance, je dédie ce mémoire à ...

Mon père Nathanael MOUZONG

Ma mère Irène Z. NDENG

Mes frères Michel et Stéphane

Mes sœurs Erika et Line

Moi-même JMNB

...que j'adore particulièrement....

### Remerciements

Au terme de ce travail, je rends grâce à Dieu pour tous ses bienfaits .

Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à mon promoteur Mr. MIHOUBI Kamel pour m'avoir encadré, appris plein de choses et pour sa disponibilité sans pareille.

Je remercie Mr HACHEMI pour le temps qu'il m'a consacré dans ce travail.

Mes sincères remerciements vont aussi à ma famille, l'ensemble du corps enseignant de l'ENSH, particulièrement à Mr. MIHOUBI, Mr BENLAOUKLI, Mr HASSANE, Mr HABBOUCHE.

Je tiens aussi à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mes amis , en particulier,

*FKZ*(on fera beaucoup pour nos pays), JB, Anicet, Olivier(le futur meilleur kiné du Tiers-monde entier), les gars de Bab Ezzouar(vous êtes les meilleurs).

Je n'oublie pas BIRAGO dont la présence durant ces dernières années a été plus que bénéfique.

«Chacun se dit ami mais fol qui s'y repose

Rien n'est plus commun que ce nom ; rien n'est plus rare que la chose»

#### ملخص

هذا العمل هو إسهام في دراسة موجة انهيار سد واد الفضة، الذي يقع في الجنون الشرقي لمدينة واد الفضة على بعد 13كم. أين مدينة الكريمية في الغرب الجزائري.

قواعد حساب موجة انهيار السدود تتم على أساس طريقة العناصر المحدودة و هي التي تطبق على هذا المشروع.

اختيارنا يقع على محور واد الفضة، على طول 14كم.85 نقطة حساب

( ملامح) بطول حوالي 550م لكل واحدة وضعت كل 200م.

تم اختيار 6 نقطة لتمثيل شبكة المنطقة.

الدراسة ذات البعد الواحد لموجة انهيار السد تبين أن ارتفاعات المياه القصوى تفوق 2م في مدة مناطق و قد تصل من (70-10°)م في بعض النقط . و السرعة قد تتعدى 25م/ثا.

نتائج الحسابات سمحت لنا بانجاز خريطة تبين المناطق الضعيفة و هذا مفيد للهيئات المعنية

(الحكومة).

#### <u>Résumé</u>

Le présent travail est une contribution à l'étude de l'onde du barrage Oued Fodda, situé au sudest de la ville oued fodda, à 13km en amont de la ville el karimia, dans l'ouest de l'algérie.

Un code de calcul de l'onde de rupture de barrage à base de la méthode des éléments finis peut s'appliquer à cet ouvrage. Nous en faisons l'ébauche. Le domaine choisi est l'axe de l'oued fodda, sur une longueur de 14 km. 85 sections de calcul(profils) d'environ 550m d'envergure chacune sont placées tous les 200m le long du domaine, et 6 points en moyenne y ont été choisis pour définir le quadrillage du domaine. Une étude unidimensionnelle de la propagation de l'onde de rupture de ce barrage montre que les hauteurs d'eau maximales ont dépassé deux mètres en plusieurs endroits et même atteint soixante-dix à cent mètres en certains points. Les vitesses ont dépassé la barre des 25m/s, rendant l'écoulement torrentiel en plusieurs tronçons.

Les résultats des calculs ont permis d'établir des supports cartographiques indiquant les zones vulnérables, éléments d'information très utiles pour les pouvoirs publics.

#### Abstract

This work is a contribution to the study of wave Fodde Oued dam, located southeast of the city wadi fodder. 13km upstream of the city el karimia in western Algeria. A code of calculating the wave of dam failures, based on the finite element method can be applied to this book. We do the outline. The area chosen is the axis of Wadi fodder, over a length of 14 km. 85 sections computing (profiles) of about 550m wide each are placed every 200 meters along the field and averaged 6 points were chosen to set the grid area. A study of onedimensional wave propagation bursting of the dam shows that the maximum water level exceeded two meters in several places and even reached ten to sixty-hundred meters at certain points. The speeds have exceeded the threshold of 25m / s, making the torrential flow into several sections.

The results of calculations have shown media map indicating areas vulnerable pieces of information useful for governments.

# Sommaire

Page

	Introduction générale	01
	Chapitre I : Etat des connaissances sur les écoulements à surface libre et les	
	risques de rupture des barrages.	
	Introduction	03
I-1	Les écoulements à surface libre	03
I-1-1	Définitions essentielles : Les paramètres géométriques	03
I-1-2	Définitions essentielles : Les paramètres hydrauliques	04
I-1-2-1	Masse volumique	04
I-1.2.2	Poids volumique	05
I-1.2.3	Débit	05
I-1.2.4	Vitesse en un point d'écoulement	05
I-1.2.5	Vitesse moyenne	05
I-1.2.6	Ligne de courant	0.5
I-1.2.7	Tube de courant	0.5
I-1.2.8	Pression hydrostatique en un point	0.5
I-1.2.9	Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement	06
I-1.2.10	Charge movenne dans une section	07
I-1.2.11	Ligne piézométrique	07
I-1.2.12	Ligne de charge movenne	08
I-1.2.13	Charge spécifique	09
I-1.2.14	Poussée sur une paroi du canal	09
I-1.2.15	Frottement sur une paroi du canal	09
I-1.3	Les différents régimes d'écoulement	10
I-1.3.1	Régime permanent	10
I-1.3.2	Ecoulement permanent uniforme.	10
I-1.3.3	Econlement permanent varié	11
I-1.3.4	Régime transitoire	11
I-1.4	Calcul des écoulements uniformes.	11
I-1.4.1	Rappel de la définition	11
I-1.4.2	Fauation de continuité	11
I-1.4.3	Equation du régime uniforme	12
I-1.4.4	Formule de Chézy et formule de Manning-Strickler	13
I-1.4.5	Rugosité composée	16
I-1.4.6	Cas d'un lit maieur.	17
I-1.5	Ecoulement fluvial écoulement torrentiel	18
I-1.6	Econlements transitoires	19
I-1.6.1	Les deux équations de base	19
I-1.6.1.1	Conservation de la masse	19
I-1.6.1.2	Equation dynamique	21
I-1.6.1.3	Cas particuliers	26
I-1.6.2	Problèmes réels rencontrés	26
I-2	Les risques de rupture de barrages	20
I-2.1	Protection et prévention	27

I-2.2	Plan particulier d'intervention(PPI)			
	Conclusion	30		

### Chapitre II : Présentation du site du barrage Oued Fodda

	Introduction	31
II.1	Historique d'Oued Fodda	31
II.2.1	Topographie	31
II.2.2	L'emplacement du site	32
II.3	Géologie	33
II.3.1	Géologie régionale	33
II.3.2	Géologie du site du barrage	33
II.4	Sismicité	37
II.5	Hydrologie	39
	Conclusion	40
	Chapitre III : Modélisation mathématique des écoulements à surface libre	
	Introduction	41
III.1	Formulation variationnelle	41
III.1.1	Forme conservative et forme non conservative	41
III.1.1.1	Forme conservative	41
III.1.1.2	Forme non conservative	41
III.1.2	Forme vectorielle	42
III.2	Discrétisation par éléments finis	42
III.2.1	Fonctions d'interpolation	43
III.2.2	Méthode de Bubnov Galerkin	43
III.2.3	Méthode de Pétrov-Galerkin	45
III.2.4	Spécification de la matrice de décentrage W dans la méthode dissipative de Galerkin	47
III.2.5	La méthode caractéristique dissipative de Galerkin	47
III.2.6	Comparaison des méthodes CDG et DG	48
III.2.7	Spécification du terme w de dissipation	49
III.3	Application du code de calcul au barrage Oued Fodda	50
III.3.1	Modélisation du terrain	50
III.3.2	Paramètres pour modélisation numérique	51
III.3.2.1	Discrétisation du domaine	51
III.3.2.2.	Scénarios de calcul	52
III.3.2.3	Conditions initiales	52
III.3.2.4	Conditions dans le réservoir	52
III.3.2.5	Conditions aux parois imperméables	52
III.3.2.6	Quelques formules de calcul du débit de rupture	54
III3.2.7	Détermination des pentes des tronçons	55
III.3.2.8	Organigramme de calcul	56
III.3.2.8	Conclusion	58

### Chapitre IV : Principe d'utilisation du logiciel Castor

	Introduction	59
IV.1	Menu fichier	59

IV.1.1	Nouveau	Ľ
IV.1.2	Ouvrir	,
IV.1.3	Fermer	ł
IV.1.4	Enregistrer	(
IV.1.5	Enregistrer sous	(
IV.1.6	Quitter	(
IV.2	Menu géométrie	(
IV.2.1	Editer la géométrie	(
IV.2.2	Edition de la vallée	(
IV.2.3	Edition du barrage	(
IV.2.4	Edition d'une section	(
IV.2.5	Visualiser la géométrie	(
IV.3.	Menu paramètres	(
IV.3.1	Retenue	(
IV.3.2.	Crue incidente	(
IV.3.3	Brèche	(
IV.3.4.	Débit de base	(
IV.4	Menu ouvrages	(
IV.4.1	Editer les ouvrages	(
IV4.2	Editer les déversoirs	,
IV.4.3	Editer les orifices	,
IV.4.4.	Editer les lois de tarage	
IV.5.	Menu calcul	,
IV5.1	Edition des scénarios	,
IV.5.2	Calculer	,
IV.6	Menu résultats	,
IV.6.1	Graphes	,
IV.6.2	TARI FS	,
IV.6.3	Profils en travers	,
IV.7	Caractéristiques de la vallée	,
IV 7 1	Pente movenne	,
IV 7 2	Strickler moven sur toute la vallée	,
IV.8	Informations relatives aux sections	,
IV8 1	Liste des sections	,
IV 8.9	Pente locale	,
IV.8.2 IV.8.3	Coefficient de Strickler local	,
11.0.0	Conducion	,
	Chapitra V. Application du logicial Castor au harrage Qued	
	<u>Enaplite V. Application du logiciel Castor au Darrage Oueu</u> Fodda	
	Introduction	
V 1	Régultate	
V 9	Observations	1
v.2 V 3	Interprétation des	1
v.0 V 4	Recommandation	1
v.4	Conclusion	1
	Conclusion.	1
	Conclusion et perspectives	1
	Diblic granulia	1
	Bioliographie	I

### **LISTE DES FIGURES**

Fig.	1.1	Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillé	72
Fig.	1.2	Pression en un point P = $\gamma_w.\Delta z$	. 72
Fig.	1.3	Ligne piézométrique	. 72
Fig.	1.4	Ligne de charge et Ligne piézométrique	. 72
Fig.	1.5	Charge spécifique	72
Fig.	1.6	Force appliquée par l'eau sur les parois	72
Fig.	1.7	Ecoulement uniforme	.72
Fig.	1.8	Frottement sur les parois	72
Fig.	1.9	Rugosité composée	. 72
Fig.	I.10	Lits majeur et lit mineur	72
Fig.	l.11	Relation charge spécifique tirant d'eau	72
Fig.	I.12	Volumes entrant et sortant d'un domaine élémentaire	. 72
Fig.	I.13	Forces extérieures appliquées à un domaine D	. 72
Fig.	I.14	Déformation du domaine pendant dt	72
Fig.	I.15	Ruines du barrage de Malpasset, France(Rupture en Décembre 1959)	. 72
Fig.	II.1	Emplacement du barrage Oued Fodda	. 72
Fig.	II.2	Plan de situation du Barrage Oued Fodda	. 72
Fig.	II.3	Carte géologique du bassin versant d'Oued Fodda	. 72
Fig.	11.4	Carte régionale du degré de sismicité	. 72
Fig.	III.1	Schéma représentant la variation des éléments de la matrice W	72
Fig.	III.2	Axe de l'Oued et triangles d'interpolation	72
Fig.	III.3	Sections de calcul	72
Fig .	111.4	Profil de la brèche choisie pour la rupture instantanée partielle	. 72
Fig .	IV.1	Edition de la vallée	72
Fig .	IV.2	Edition du barrage	72
Fig .	IV.3	Edition d'une section	. 72

Fig .IV.4	Visualisation du profil en long de la vallée	72
Fig .IV.5	Edition de la vallée	72
Fig .IV.6	Saisie des crues incidentes	72
Fig .IV.7	Saisie des brèches	
Fig .IV.8	Saisie des débits de base	72
Fig .IV.9	Choix d'une section pour l'édition des ouvrages	72
Fig .IV.10	Saisie des ouvrages relatifs à la section 1	72
Fig .IV.11	Saisie des débits de base	
Fig .IV.12	Edition des orifices relatifs à la section 1	
Fig .IV.13	Edition d'une loi de tarage relative à la section 1	
Fig .IV.14	Saisie des scénarios	
Fig .IV.15	Résultats des calculs	
Fig .IV.16	Résultats des calculs pour le scénario 1	
Fig .IV.17	Visualisation de la hauteur d'eau maximale dans les sections	77
Fig .V.1	Carte des iso-hauteurs de submersion, scénario 1	
Fig .V.2	Carte des iso-intensités de submersion, scénario 1	87
Fig .V.3	Carte des iso-vitesses de l'onde de rupture, scénario 1	88
Fig .V.4	Carte des iso-hauteurs de submersion, scénario 2	89
Fig .V.5	Carte des iso-intensités de submersion, scénario 2	90
Fig .V.6	Carte des iso-vitesses de l'onde de rupture, scénario 2	91
Fig .V.7	Evolution de l'onde de rupture instantanée totale à retenue pleine	
Qmax =1734	58.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 1) :t=5min	92
Fig .V.8	Evolution de l'onde de rupture instantanée totale à retenue pleine	
Qmax =1734	58.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 1) :t=10min	93
Fig .V.9	Evolution de l'onde de rupture instantanée totale à retenue pleine	
Qmax =1734	58.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 1) :t=16min	94
Fig .V.10	Evolution de l'onde de rupture instantanée partielle, retenue à moit	ié pleine
Qmax =1372	25.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 2) :t=5min	95

Fig .V.11	Evolution de l'onde de rupture instantanée partielle, retenue à moitié pleine	!
Qmax =1372	5.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 2) :t=15min	96
Fig .V.12	Evolution de l'onde de rupture instantanée partielle, retenue à moitié pleine	ļ
Qmax =1372	5.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 2) :t=20min	97
Fig .V.13	Evolution de l'onde de rupture instantanée partielle, retenue à moitié pleine	ļ
Qmax =1372	5.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 2) :t=30min	98
Fig .V.14	Evolution de l'onde de rupture instantanée partielle, retenue à moitié pleine	)
Qmax =1372	5.0 m <sup>3</sup> /s (scénario 2) :t=36min	99
Fig .V.15	Zone de partage des eaux dans le scenario 21	.01

### LISTE DES TABLEAUXS

	Page
Tableau I.1 : Coefficient de Strickler en fonction de la nature des parois	15
Tableau II.1 : Echelle lithologique du site du barrage	34
Tableau II.2 : Principaux séismes enregistrés dans le Nord de l'Algérie	
Tableau V.1 : Résultats du calcul unidimensionnel (Castor), scénario 1 : Rupture	
Instantanée totale, barrage plein, Qmax=173458.0 m <sup>3</sup> /s	80
Tableau V.2 : Résultats du calcul unidimensionnel (Castor), Scénario 2 : Rupture	
Instantanée partielle, retenue à moitié pleine Qmax =13725 m <sup>3</sup> /s	83

### LISTE DES PLANCHES

- Planche N 1 : Profil en long de l'Oued Fodda
- Planche N 2 : Profils en travers de l'Oued Fodda

### ANNEXES

- Annexe 1 : Variation des paramètres hydrauliques le long de la vallée (Castor)
- **Annexe 2** : Carte topographique d'Orleansville(E :1 /35000)

### **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

L'on définit un barrage comme tout ouvrage naturel ou artificiel, placé en travers d'un cours d'eau. Il permet de constituer une retenue d'un certain volume d'eau pour satisfaire une panoplie de besoins dans divers secteurs d'activité tels que l'hydro-électricité, l'Alimentation en Eau Potable, l'irrigation, la pisciculture, la navigation et même le tourisme. Les barrages représentent donc d'importants aménagements, mais ils affectent néanmoins la sécurité des biens et des personnes, notamment en aval de l'aménagement. En effet, plusieurs ruptures des barrages ont été recensées ces dernières décennies, qui ont fait des centaines de morts La gestion du risque doit donc permettre d'identifier entre autres, des zones sujettes à des risques d'inondation, suivant divers degrés, afin d'assurer à terme, l'établissement des cartes de risque.

D'abondantes et fructueuses recherches ont été mises au point de-par le monde, et notamment aux USA et en France, qui ont abouti à 'élaboration de codes de calcul et de logiciels de calcul de l'onde de rupture des barrages. On peut prendre en exemple le Logiciel Télémac créé par SOGREAH. Notre travail visera à proposer une ébauche de calcul de l'onde de rupture d'un barrage en béton, à savoir le barrage Oued Fodda, situé dans la wilaya de Chlef en Algérie. Pour ce faire, nous opterons pour un calcul unidimensionnel à l'aide de la méthode des éléments finis. De plus, nous appliquerons le logiciel CASTOR V.2.2 à notre site pour effectuer ce même calcul.

Notre travail s'articulera ainsi :

Le premier chapitre fait état de connaissances sur les écoulements à surface libre et les ruptures de barrage. Les paramètres hydrauliques y sont définis. Nous y rappelons les différents régimes d'écoulement et présentons les équations de Saint Venant, qui constituent notre modèle mathématique. Nous présentons ensuite la notion de rupture de barrage, ainsi que la gestion du risque lié à cet événement.

Dans le deuxième chapitre, nous présenterons le site de notre barrage, du point de vue de la topographie, de la géologie, de l'hydrologie, mais aussi un aperçu de la sismicité de la région concernée

Le troisième chapitre est constitué principalement de la modélisation mathématique que nous allons faire dans notre étude. Il s'agit des équations de Saint-Venant à une dimension, sous leur forme conservative, pour un canal prismatique rectangulaire, dont la résolution se fait par la méthode des éléments finis. Nous présentons notre organigramme de calcul de l'onde de rupture d'un barrage.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation des principes d'utilisation du logiciel Castor, qui effectue le calcul unidimensionnel de l'onde de rupture des barrages. Il s'agira de montrer les principaux menus du logiciel et d'expliquer leur fonctionnement, à l'aide de figures explicites.

Enfin au cinquième chapitre nous ferons l'application du logiciel Castor au barrage Oued Fodda. Nous présenterons et interpréterons les résultats des calculs effectués par ce même logiciel. Les zones vulnérables vont être identifiées et nous ferons les recommandations nécessaires s'il y a lieu.

#### **PROBLEMATIQUE** :

Une définition simple, mais couramment admise, décrit une rupture comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. 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 destruction partielle ou totale d'un barrage peut être due à différentes causes :

- techniques : défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux lors de crues ; vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations
- naturelles : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain
- humaines : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance(attentats).

Le type de rupture dépend des caractéristiques propres du barrage. Ainsi, elle peut être :

progressive : dans le cas des barrages en remblais, par érosion régressive, suite à une submersion de l'ouvrage ou à une fuite à travers celui-ci.

brutale dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

Dans ce contexte et durant le XIIe siècle. au XXe siècle, il se produisait entre 10 et 40 ruptures de barrage par décennie(Tableau 1). Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages tend vers 1,5 par année. Bien que les ruptures de barrage soient des événements rares, on en a recense 2000 depuis le XIIe siècle. Si l'on met en relation ces ruptures avec le nombre de barrages en service pendant la même période, on constate néanmoins un recul progressif du taux de rupture.

Plusieurs codes de calcul de l'onde de rupture des barrages ont alors été développés pour la mise en place d'une prévention efficace d'un tel événement, vu le risque qui lui est lié.

Le tableau 1 énumère les catastrophes les plus marquantes ayant eu lieu depuis le XIXe siècle. Certaines mesures législatives peuvent peuvent avoir un effet significatif sur la sécurité des ouvrages. A titre d'exemple de la sécurité hydrologique des barrages du début du XXe siècle était très mauvais pour les Etats-Unis (Tableau 2). La rupture du barrage St Francis en 1928 a incité la California State Legislature ainsi que d'autres Etats américains à renforcer leur pouvoir de contrôle sur les barrages construits et à venir. L'adoption de règles fixant la capacité minimale d'évacuation a amélioré la sécurité des barrages . On peut remarquer que les Etats-Unis n'apparaissent plus dans la liste des ruptures relative à la deuxième moitié du XXe siècle(tableau 3)

Barrage	Pays	Date de l'accident	Pertes	Dommages(M\$US)
			humaines	
Puentes	Espagne	30 Avril 1802	600	1,0
Mill River	Etats-Unis	1874		
Lynde Brook	Etats-Unis	1876		1,0
South Fork	Etats-Unis	31 Mai 1889	2200	100,0
Saint Francis	Etats-Unis	13 Mars 1928	450	1,5
Brokaw 2	Etats-Unis	1938		0,7
Veg de Tera	Espagne	10 Janvier 1959	144	
Malpasset	France	Décembre 1959	421	68,0
Oros	Bresil	25 Mars 1960	50	
Babii Yar	URSS	Mars 1961	145	4,0
Hyokiri	Coree	Juillet 1961	250	
Quebrada la chapa	Columbia	Avril 1963	250	
Vaiont	Espagne	9 Octobre 1963	3000	
Baldwin Hills	Italie	14 Décembre 1963	3	50,0
Mayfield	Etats-Unis	1965		2,5
Vratsa	Etats-Unis	1 <sup>er</sup> Mai 1966	600	
Nanak Sagar	Bulgarie	8 Septembre 1967	100	
Sempor	Inde	1 <sup>er</sup> Décembre 1967	200	
Wyoming	Indonesie	1969		1,5
Pardo	Etats-Unis	1970		20,0
Buffalo Creek	Argentine	26 Février 1974	118	65,0
Teton	Etats-Unis	5 Juin 1976	6	70,0
Hirakund	Inde	20 Septembre1980	118	

**Tableau 1** : Pertes humaines et matérielles majeures au XIXe et XXe siècles

NOM	Pays	Date de	Date de	Hauteur(m)	Réservoir
		rupture	mise en		$(10^6 \text{ m}^3)$
			eau		
Irukaike	Japon	1968	1633	28	18
Jonhstown	Etats-Unis	1889	1842	22	19
South Fork	Etats-Unis	1889	1852	21	18
Waghad	Inde	1880	1880	32	17
Lake Vera	Etats-Unis	1905	1880	15	Nd
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	1888	33	19
Castlewood	Etats-Unis	1933	1890	28	4
Avalon	Etats-Unis	1903	1895	14	Nd
Lower Otay	Etats-Unis	1916	1901	46	52
Cazedero	Etats-Unis	1965	1906	21	16
Wisconsin	Etats-Unis	1911	1909	18	25
Sweet Water	Etats-Unis	1916	1911	35	54
Lake Barcroft	Etats-Unis	1972	1913	21	3
Swift	Etats-Unis	1964	1914	47	37
Hebron	Etats-Unis	1914	1915*	17	Nd
Sepulveda	Etats-Unis	1914	1915*	17	Nd
Lookout Shoals	Etats-Unis	1916	1915	24	49
Mammoth	Etats-Unis	1917	1916	23	13
Oklahoma	Etats-Unis	1923	1920	16	26
Lake Hemet	Etats-Unis	1925	1923	45	17
Dykstra	Etats-Unis	1926	Nd	15	Nd
Rosnow	Pologne	1940	1925	13	8
Briseis	Australie	1929	1926	17	1
Balsam	Etats-Unis	1929	1927	18	Nd
Pagara	Inde	1943	1927	30	166
Total	25				

**Tableau 2** : Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde avant 1950

\* Rupture durant la construction

**Tableau 3**: Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde après 1950

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

On peut illustrer le phénomène de rupture d'un barrage par les figures suivantes.



Figure 1 : Barrage avant la rupture



Figure 2 : Barrage après la rupture

### **Introduction :**

La rupture de barrage produit à l'aval de l'ouvrage un écoulement à surface libre, dont l'onde de propagation se calcule de manière analogue à celle d'une crue. Nous présentons un rappel concis des notions fondamentales des écoulements à surface libre, suivi des principes généraux de la gestion des risques liés aux barrages.

### I.1- Les écoulements à surface libre

Nous allons nous limiter à un chenal (rivière à lit unique ou canal) dont le tracé peut être raisonnablement considéré comme rectiligne. La géométrie du chenal peut alors être parfaitement définie par une succession de sections perpendiculaires à son axe. Il existe une direction privilégiée de l'écoulement appelée axe de l'écoulement. Par voie de conséquence, la surface libre est supposée horizontale d'une rive à l'autre (absence de dévers). Les composantes verticales de l'écoulement ainsi que les composantes de rive à rive sont donc négligées. Tous les paramètres géométriques peuvent être considérés comme des fonctions de l'abscisse mesurée sur l'axe d'écoulement. Les vitesses sont supposées homogènes dans une section. Ce type d'approche est celle de la modélisation filaire (ou à une dimension). Le jargon classique emploie l'appellation « modèle 1D ». La rivière est enfin supposée transporter de l'eau claire et avoir ses parois et son fond fixes.

### I.1.1- Définitions essentielles : les paramètres géométriques

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, le périmètre mouillé (P). Ils sont définis sur le schéma de la figure 1.1. 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.



Figure I.1- Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée ([2])

Le rayon hydraulique est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillé,

 $\mathbf{R} = \mathbf{S}/\mathbf{P}.\tag{I.1}$ 

Pour un canal infiniment large,

 $\mathbf{R} = \mathbf{y}.$ 

La pente du chenal est la pente de son fond, mesurée tout le long de son axe, et comptée

(I.2)

positivement si le chenal est descendant. Elle est notée i = sin  $\alpha$ . Si z désigne la cote du fond, alors

$$i = -dz/dx.$$
(I.3)

Il ne faut pas se laisser abuser par l'appellation « paramètres géométriques ». Tous les paramètres L, y, S, P, R dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques. Seule la pente (i) est une constante géométrique (c'est à dire indépendante du débit, mais certes, pas forcément de l'abscisse).

### I.1.2 - Définitions essentielles : les paramètres hydrauliques

### I.1.2.1 - Masse volumique

La masse volumique de l'eau est notée  $\rho_w$  et vaut 1000 kg/m3 dans le cas de l'eau sans matières en suspension.

### I.1.2.2 - Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est noté

$$\gamma_{\rm W} = g. \ \rho_{\rm W} \tag{I.4}$$

et vaut 9,81 kN/m3 pour de l'eau sans matières en suspension. g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut 9,81 m/s<sup>2</sup>.

### I.1.2.3 - Débit

Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal par unité de temps.

### I.1.2.4 - Vitesse en un point de l'écoulement

Par définition, la vitesse (v) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

### I.1.2.5 - Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition

$$V = Q/S, \tag{I.5}$$

c'est-à-dire

$$V = \frac{\iint V ds}{s} \tag{I.6}$$

ds désignant un élément de surface

$$S = \iint ds \tag{I.7}$$

### I.1.2.6 - Ligne de courant

Une ligne de courant est une courbe tangente en chacun de ses points P au vecteur vitesse en ce point. Son équation est donc  $v \Lambda dP = 0$  (produit vectoriel).En écoulement non permanent, la vitesse v au point P évolue dans le temps; les lignes de courant se déforment donc avec le temps. En écoulement permanent, les lignes de courant ne se déforment pas et constituent des trajectoires de particules d'eau. Le profil de la surface libre est une ligne de courant particulière.

### I.1.2.7 - Tube de courant

Un tube de courant est le volume délimité par les lignes de courant qui s'appuient sur un contour fermé.

### I.1.2.8 - Pression hydrostatique en un point

Dans un liquide au repos,  $z + \frac{p}{\gamma_W}$  est constant. p désigne la pression appliquée à une facette

passant par le point considéré et ne dépend pas de l'orientation de cette facette. Elle s'exprime en Pascal (symbole Pa ou  $N/m^2$ ). Dans ce qui suit, p désignera la pression relative (autrement dit, en surface d'un liquideP=0)

A une profondeur h sous la surface libre,

$$p = \gamma_w . H \tag{I.8}$$

### I.1.2.9 - Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement

L'appellation charge hydraulique désigne une énergie par unité de poids de liquide. Par définition, la charge en un point P d'une ligne de courant est la valeur

$$H_p = z_p + \frac{p}{\gamma_W} + \frac{v^2}{2g}$$
(I.9)

 $z_p$  est la cote du point, p la pression en ce point, v la vitesse au point P. Si  $\Delta z$  désigne la différence d'altitude entre le point P et la surface libre, la pression (relative) en P est  $p = \gamma_w . \Delta z$  (I.10)

Si 
$$y_p$$
 désigne la distance du point P à la surface et si  $\alpha$  désigne l'angle du fond avec

l'horizontale,

$$y_p = \Delta z / \cos \alpha$$
 (I.11)

Donc 
$$p = \gamma_w \cdot y_p / \cos \alpha$$
. (I.12)

Dans les problèmes courants de rivières ou de canaux, la pente est très faible (quelques ‰ à quelques %) et cos  $\alpha \approx 1$ . Par exemple, jusqu'à un angle de 8°, c'est à dire une pente de 14%, l'erreur n'est que de 1%.

$$D'o\dot{u}: p = \gamma_w. y_p \tag{I.13}$$

comme pour un problème hydrostatique. Donc, en hydraulique à surface libre et pour une pente faible, la charge en un point vaut aussi :  $H_p = z_p + y_p + \frac{v^2}{2a}$ .



**Figure I.2**- Pression en un point  $p = \gamma_w .\Delta z$  ([2])

#### I.1.2.10 - Charge moyenne dans une section

En intégrant 
$$H_p = z_p + y_p + \frac{v^2}{2g}$$
 dans une section, il vient :

$$H_p = z_f + y + \frac{\beta v^2}{2g}$$
(I.14)

Ou  $z_f$  désigne la cote du fond et y le tirant d'eau pour la section. Le coefficient  $\beta$  vaut 1 si la répartition des vitesses dans la section est uniforme. Sa formulation est :

$$\beta = \frac{\iint \mathbf{v}^3 \, \mathrm{ds}}{\mathbf{V}^3 \, \mathrm{.S}}.\tag{I.15}$$

En rivière,  $\beta$  est généralement compris entre 1 et 1,2. Par la suite, c'est cette charge moyenne que nous utiliserons.

#### I.1.2.11 - Ligne piézométrique

C'est par définition le lieu de  $z_p + \frac{p}{\gamma_W}$  lorsque P décrit une ligne de courant. Or

l'éloignement de P à la surface libre mesuré verticalement est p /  $\gamma_w$ .cos  $\alpha$ .. Si la pente est

faible, cet éloignement est pratiquement égal à p /  $\gamma_w$  La ligne piézométrique coïncide avec la surface libre dans un écoulement à surface libre à faible pente.



Figure I. 3 - Ligne piézométrique ([2])

#### I.1.2.12 - Ligne de charge moyenne

La ligne de charge moyenne 2 est obtenue en reportant graphiquement  $\frac{v^2}{2g}$  au-dessus de la

ligne piézométrique. Sur cette figure, le tirant d'eau est assimilé à la distance verticale entre le fond et la surface libre, toujours compte tenu de l'hypothèse de pente faible. Cette assimilation sera maintenue par la suite.



Figure I. 4 - Ligne de charge et ligne piézométrique ([2])

### I.1.2.13 - Charge spécifique

La charge spécifique est la charge moyenne mesurée par rapport au fond du chenal:

$$Hs = H - z_f = \frac{p}{\gamma_W} + \frac{\beta v^2}{2g}$$
(I.16)

La pression hydrostatique vaut  $p = \gamma_w \cdot y \cdot \cos \alpha$ . Si la pente est faible,  $p = \gamma_w \cdot y \cdot z$ .

D'où Hs = y + 
$$\frac{\beta v^2}{2g}$$
 (I.17)



**Figure I. 5** - Charge spécifique ( $\beta$  est ici supposé égal à *1*) ([2])

### I.1.2.14 - Poussée sur une paroi du canal

L'eau exerce une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de section ds, la poussée est

dP=p.ds (I.18)

avec  $p = \gamma_w . y$ 

### I.1.2.15 - Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce aussi sur les parois du chenal une force de frottement habituellement notée :

 $dF = \tau_0.ds \tag{I.19}$ 

 $\tau_0$  est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi. L'expression consacrée est celle de force tractrice. C'est un abus de langage puisque l'on devrait parler de tension. L'intérêt de cette notion de force tractrice apparaît plus clairement en examinant la condition de stabilité des grains qui constituent le fond ou les berges des rivières.



**Figure I. 6 -** Forces appliquées par l'eau sur les parois (l'une perpendiculaire, l'autre tangentielle) ([2])

### I.1.3 - Les différents régimes d'écoulement

### I.1.3.1 - Régime permanent

Le chenal transporte un débit Q constant dans le temps. Le tirant d'eau y en un point donné est donc aussi constant. 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.

Donc , permanent : Q indépendant de t  $\Rightarrow$  y indépendant de t

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

### I.1.3.2 - Écoulement permanent 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. (Voir paragraphe I.1.4)

rupture de barrages

Permanent uniforme : Si i (>0) et rugosité indépendantes de x ; Q indépendant de t ; y indépendant de x et t (appelé tirant d'eau normal).

### I.1.3.3 - Écoulement permanent varié

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.

### I.1.3.4 - Régime 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. (**Voir paragraphe 1.7.**)

### I.1.4 - CALCUL DES ÉCOULEMENTS PERMANENTS UNIFORMES

### I.1.4.1 - Rappel de la définition

Un écoulement permanent est en outre uniforme lorsque la géométrie, la pente et la nature des parois restent inchangées et lorsque le tirant d'eau (y) garde une valeur constante. Un écoulement réellement uniforme se rencontre rarement dans les rivières, mais plutôt dans les canaux de grande longueur, à section et pente constantes. C'est néanmoins un écoulement auquel on se réfère souvent, même dans l'étude des problèmes réels non uniformes. Souvent par simplification de langage, nous nous contentons de parler d'écoulement uniforme, au sens d'écoulement permanent et uniforme.

### I.1.4.2 - Équation de continuité

L'équation de continuité exprime que la masse de liquide sortant d'une section 2 est égale à la masse de liquide entrant dans une section amont 1 pendant le même intervalle de temps  $\Delta t$ . D'autre part, le liquide est supposé homogène et incompressible ( $\gamma_w$ =constante). Il ya donc aussi continuité du volume.

Donc le volume entrant Q1. $\Delta t$  est égal au volume sortant Q2. $\Delta t \Rightarrow$ 

$$\mathbf{Q}_1 = \mathbf{Q}_2$$

En écoulement permanent (uniforme ou non), le débit se propage en restant constant. Comme en outre y est constant par définition, S est aussi constant. La vitesse moyenne V=Q/S (I.21)

(I.20)

est aussi constante. En écoulement permanent uniforme, la section mouillée et la vitesse moyenne sont constantes le long du chenal.

### I.1.4.3 - Équation du régime uniforme

Soit i la pente du fond. La pente de la surface libre est aussi égale à i car le tirant d'eau est constant dans l'espace. La charge moyenne en une section est par définition H=  $z + y + \frac{v^2}{2g}$ 

Entre une section 1 et une section 2, la charge varie d'une quantité  $H_1 - H_2$  appelée perte de charge. Le théorème de Bernoulli exprime que dans un écoulement permanent d'un fluide parfait (viscosité nulle), la charge est constante. Mais nous nous intéressons à des liquides réels (visqueux). Le théorème de Bernoulli généralisé exprime simplement que la variation de la charge  $\Delta H$  est égale à la perte de charge j. $\Delta x$  La perte de charge linéaire (j) est donc identique à la pente de la ligne de charge. C'est le fameux principe « rien ne se perd, rien ne se crée » de Lavoisier.

$$j = -\frac{dH}{dx}$$
(I.22)

d'où :

$$j = -\frac{d}{dx}\left(z + y + \frac{v^2}{2g}\right) = -\frac{dz_f}{dx}$$
(I.23)

car y comme V sont constants. Il en résulte :

$$i = j$$
 (I.24)

Au passage, constatons qu'un écoulement uniforme n'existe que si la pente est positive, ce que le bon sens indique. Dans un écoulement uniforme la ligne de charge, la surface libre et le fond sont parallèles..



Figure I-7 : écoulement uniforme ([2])

### I.1.4.4 - Formule de Chézy et formule de Manning-Strickler

Pour calculer complètement un régime uniforme, il reste à calculer le tirant d'eau y obtenu lorsque le débit vaut Q. Il ne nous manque plus qu'une relation. Celle-ci consiste à écrire que dans l'écoulement uniforme, les forces appliquées à la masse fluide comprise entre deux sections espacées d'une distance l sont en équilibre.



**Figure I-8** : frottement sur les parois ([2])

Le poids de la tranche d'eau considérée sur la figure 1.8 est  $\gamma_w$ .S. l. Sa projection sur le fond est  $\gamma_w$ .S. l.sin $\alpha = \gamma_w$ .S. i. Pour le même volume d'eau, la force de frottement est  $\tau_0$ .P.l (en effet, la surface de contact avec le liquide est P. 1 où P est le périmètre mouillé). D'où :

$$\gamma_{\rm W}.{\rm S.}\ {\rm l.i} = \tau_0.{\rm P.l}$$
 (I.25)

Soit :  $\tau_0 = \gamma_W \cdot S \cdot i / P$ ; soit

$$\tau_0 = \gamma_W \cdot \mathbf{R} \cdot \mathbf{i} \tag{I.26}$$

 $\tau_0$  (**déjà défini au paragraphe I.1.2.15**) est évidemment fonction de la masse volumique du liquide et de la vitesse de l'écoulement. Nous écrirons (par analogie avec les écoulements

en charge): 
$$\tau_0 = c_f \cdot \gamma_W \frac{v^2}{2g}$$
 (I.27)

 $C_f$  est le coefficient de frottement unitaire (sans dimension). En hydraulique à surface libre, on préfère poser  $C_f = 2g / C^2$  (I.28)

f = s'appelant le coefficient de Chézy qui s'exprime en m<sup>1/2</sup>.s<sup>-1</sup>.

D'où : :

$$\tau_0 = \gamma_{\rm W} \cdot \left(\frac{v^2}{c^2}\right) \tag{I.29}$$

De ces deux relations, il résulte :

$$\frac{v^2}{c^2} = \text{R.i} \tag{I.30}$$

Ce résultat s'écrit classiquement sous la forme

$$V = C\sqrt{R.i}$$
(I.31)

(formule de Chézy). Le coefficient de Chézy C dépend de la nature des parois et du rayon hydraulique. Pour l'estimer, une des formules expérimentales les plus utilisées est celle de Manning-Strickler

$$C = K.R^{1/6}$$
 (I.32)

K étant le coefficient de Strickler de dimension  $L^{1/3}$ .T<sup>-1</sup>. Il dépend de la rugosité des parois du chenal. En partant de la formule de Chézy et de la valeur du coefficient C donnée cidessus, nous obtenons la très classique et très importante formule de Manning-Strickler :

$$V = K.R^{2/3}i^{1/2}$$
(I.33)

Elle s'écrit aussi :

$$Q = K.S.R^{2/3}i^{1/2}$$
(I.34)

Avec Q = S.V

V: vitesse moyenne;

K : coefficient de rugosité (ou de Strickler) du lit ;

- S : section mouillée ;
- R : rayon hydraulique R=S/P
- P : périmètre mouillé ;
- i : pente (constante par hypothèse) du tronçon de cours d'eau (pente du fond).

Dans cette relation, R et S sont des fonctions du tirant d'eau y. La résolution de l'équation donne y en fonction de Q. Le tirant d'eau obtenu est par définition le tirant d'eau normal baptise  $y_n$ . La pente de la ligne d'eau est égale à celle du chenal et à la perte de charge par unité de longueur.

Cas particulier : dans une rivière très large, et de forme rectangulaire, le rayon hydraulique devient sensiblement égal au tirant d'eau. On en déduit :

$$Q = K.L.y^{5/3}i^{1/2}$$
(I.35)

Il existe donc dans ce cas particulier une relation explicite donnant le tirant d'eau en fonction du débit :  $y = K^{-3/5} \cdot L^{-3/5} \cdot Q^{3/5} i^{-3/10}$  (I.36)

.Le tableau I.1 donne quelques ordres de grandeur du coefficient de Strickler.

Nature des parois	Valeur de	е	Κ	en
	m <sup>1/3</sup> /s			
Béton lisse	75			
Canal en terre, non enherbé	60			
Canal en terre, enherbé	50			
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40			
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30			
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15			
Lit majeur en prairie	20-30			
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15			
Lit majeur urbanisé	10-15			
Lit majeur en forêt	< 10			

Tableau I.1 – Coefficient de Strickler en fonction de la nature des parois ([2])

Dans le cas d'un chenal dont le fond et les berges sont en graviers, des formules empiriques

ont pu être établies :

• formule de Strickler :  

$$K = 21/d_{50}^{1/6}$$
(I.37)

$$K = 26/d_{90}^{1/6}$$
(I.38)

• formule de Raudkivi

$$K = 24/d_{65}^{1/6}$$
(I.39)

Dans ces formules, K est exprimé en m<sup>1/3</sup>/s et dn désigne le diamètre (en mètres) des grains du lit tel que n% en poids aient un diamètre inférieur. d<sub>90</sub> représente donc les grains les plus gros ou presque. d<sub>50</sub>. est le diamètre médian, (couramment appelé aussi diamètre moyen par confusion). Nous recommandons l'emploi de la première formule lorsque la granulométrie est étroite et la seconde lorsqu'elle est étalée.

Attention! le coefficient de rugosité du lit d'une rivière varie en fait en fonction du tirant d'eau, c'est à dire en fonction du débit pour trois raisons :

- la rugosité du fond et celle des berges ne sont généralement pas identiques (matériaux plus fins, présence de végétation ou de protection ;

- en cas de débordement, le lit majeur a une rugosité a priori différente de celle du lit mineur ;

- enfin, la rugosité du fond varie selon que le fond est plat ou bien constitué de dunes.

Par exemple, sur la Loire moyenne, le diamètre moyen des matériaux du fond est souvent assez proche de 1 mm. La formule ci-dessus conduirait pour le fond à K = 66 environ, alors que le coefficient de rugosité du lit mineur vaut 30 à 35. Si l'on s'intéresse au seul lit mineur, il est donc utile de distinguer le coefficient relatif au fond (Kf) celui des berges (Kb) et le coefficient global (K).

#### I.1.4.5- Rugosité composée

Il est assez courant que la rugosité du fond Kf et celle des berg  $K_b$  soient différentes. Einstein (1934) a proposé de calculer la rugosité équivalente K de la manière suivante :

$$\frac{P}{K^{\frac{3}{2}}} = \frac{P_f}{K_f^{\frac{3}{2}}} + \frac{P_b}{K_b^{\frac{3}{2}}}$$
(I.40)

Dans le calcul des périmètres mouillés Pf et  $P_b$  relatifs aux berges ou au fond, seuls les contacts terre-eau sont à considérer.

Si par exemple la hauteur de berges vaut 2 m, la largeur du fond vaut 30 m, le coefficient de rugosité du fond vaut  $K_f = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  et celui des berges  $\text{Kb} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ 

on obtient :  $\frac{34}{K^{\frac{3}{2}}} = \frac{30}{35^{\frac{3}{2}}} + 2 \cdot \frac{2}{20^{\frac{3}{2}}}$  d'où K = 32 m<sup>1/3</sup>/s



Figure I-9: rugosité composée ([2])

#### I.1.4.6- Cas d'un lit majeur :

La section est découpée en sous sections et le débit total est ainsi obtenu :

$$Q = \Sigma Kj.Sj.Rj^{2/3}i_j$$
(I.41)

Dans le calcul des périmètres mouillés Pj , seuls les contacts terre-eau sont à considérer. Dans le cas d'un chenal avec risbermes, les pentes  $i_j$  sont toutes pratiquement égales. Mais dans le cas du lit majeur d'un cours d'eau,  $i_1 = i_3$  représente la pente du lit majeur et  $i_2 < i_1$  celle du lit mineur. En pratique, on ne mesure pas séparément les coefficients des lits mineur et majeur. Par calage d'une ligne d'eau, on peut faire une estimation du coefficient  $K_2$  *du lit mineur, et si* l'on peut observer une crue débordante, on peut faire une estimation du coefficient global.Ramette **et** Nicollet , à la suite de mesures en laboratoire à Chatou, proposent pour le coefficient global :

$$K = 0.9 \text{ Km}^{5/6} \text{K}_{\text{M}}^{-1/6}$$
(I.42)

Km représente le coefficient de rugosité du lit mineur au moment du début de débordement, et  $K_M$  le coefficient du lit majeur. Cela traduit le fait qu'au moment du débordement, l'écoulement dans le lit mineur est perturbé par les tourbillons qui se sdéveloppent au contact des deux lits.



**Figure I-10:** lits mineur(2) et Majeur (1 et 3) ([2])

- RÉSUMÉ : ÉCOULEMENT UNIFORME
- Q =K.S.R $^{2/3}i^{1/2}$
- pente surface libre = pente ligne de charge = pente du fond
- y = constante (tirant d'eau dit normal).

### I.1.5- ÉCOULEMENT FLUVIAL, ECOULEMENT TORRENTIEL

Posons

$$F = \sqrt{\frac{Q^2 L}{g S^3}}$$
(I.43)

appelé nombre de Froude. Il s'écrit aussi

$$F = \frac{V}{\sqrt{g y_m}}$$
(I.44)

ou  $y_m$  est le tirant d'eau moyen dans la section.

Le nombre de Froude est un nombre sans dimension dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. Il a un rôle tout à fait fondamental pour caractériser les écoulements.

En section rectangulaire,

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$
(I.46)

Il est souvent pratique d'utiliser le débit linéaire ou débit par mètre de largeur du lit

$$q = Q/L \tag{I.47}$$

Le nombre de Froude en section rectangulaire s'écrit donc aussi

$$F = \frac{q}{\sqrt{gy^3}}$$
(I.48)

En section quelconque,

$$F = \frac{q}{\sqrt{g y_m^3}}$$
(I.49)

Lorsque F = 1 le tirant d'eau est critique d'après ce qui précède ; de plus

dHs				2
	=	1	_	$F^2$ .
dv				

Lorsque F<1 (ou pour  $y > y_c$ ) le régime est dit fluvial H est une fonction croissante de y et l'on se trouve sur la branche de droite de la courbe.

Lorsque F>1 (ou pour y <  $y_c$ ) le régime est dit torrentiel



Figure I-11: Relation charge spécifique - tirant d'eau pour un débit donné ([2])

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

Lorsque  $y_n < y_c$  l'écoulement est uniforme torrentiel, et lorsque  $y_n > y_c$  l'écoulement est uniforme fluvial.

Pour une même énergie spécifique, deux tirants d'eau sont possibles l'un fluvial, l'autre torrentiel. Bien entendu, la connaissance de la condition à la limite aiguillera vers l'un ou vers l'autre, selon sa position par rapport à  $y_c$ .

### I.1.6 - Écoulements transitoires

### I.1.6.1 - Les deux équations de base

### I.1.6.1.1 - Conservation de la masse

Le principe de continuité exprime que la variation de la masse de liquide comprise entre deux sections pendant un certain temps est égale à la masse de liquide entrant moins la masse de liquide sortant. En supposant le liquide homogène et incompressible (1), le principe traduit la conservation du volume.

Considérons les sections d'abscisses x et x+dx (figure 1.20).



Figure I.12: Volumes entrant et sortant d'un domaine élémentaire ([2])

A l'instant t, le débit entrant est Q, le débit sortant est Q  $+\frac{\partial Q}{\partial x}$  dx La différence de volume

pendant l'intervalle de temps dt est donc  $-\frac{\partial Q}{\partial x}$  dx.dt Cette variation est due au déplacement

de la ligne d'eau entre t et t+dt qui engendre une augmentation de volume :

$$dS.dx = -\frac{\partial S}{\partial t} dx.dt \tag{I.51}$$

(1) En hydraulique à surface libre, il est presque toujours parfaitement licite de considérer les liquides comme incompressibles. En écoulement en charge, dans l'étude des coups de bélier, cette hypothèse n'est plus justifiée. Elle ne l'est pas non plus dans l'étude de la cavitation (qui peut se produire dans des écoulements très rapides à surface libre ou en charge)

$$D'o\dot{u}\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0$$
(I.52)

Rappel des hypothèses :
- fluide homogène et incompressible ;

- problème filaire : à chaque abscisse, le niveau de l'eau est horizontal d'une rive à l'autre ;

- absence d'apports ou de départs latéraux (problème conservatif).

Mais, la dernière condition est facile à lever. Dans le cas d'un apport latéral uniforme q (en  $m^3/s/m$ ) ou d'un débordement latéral (q<0), l'équation devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q \qquad (I.53)$$

Pour chaque couple (x,t), les inconnues sont Q et S. Il nous faut donc une deuxième équation. C'est l'objet du paragraphe suivant.

Cas particulier du régime permanent :

$$\frac{\partial S}{\partial t} = 0 \text{ donc } \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

## I.1.6.1.2 - Équation dynamique

Nous considérons à nouveau deux sections d'abscisses x et x+dx. Elles délimitent un volume liquide D auquel nous appliquons le théorème de la quantité de mouvement. Il consiste à écrire que la variation de quantité de mouvement  $\frac{dM}{dt}$  entre x et x+dx est égale à la somme des

forces extérieures  $\Sigma$ Fe appliquées au volume considéré. Il s'agit d'une égalité vectorielle, que nous allons utiliser en projection sur l'axe du fond du chenal. Les forces extérieures sont la gravité (action de la pesanteur)  $F_g$ , les forces de pression  $F_p$  et les forces de frottement  $F_f$ 



Figure I-13: forces extérieures appliquées à un domaine D ([2])

La projection de la force de gravité vaut

$$dF_g = \gamma_w.S.i.dx \quad . \tag{I.54}$$

$$(avec \ i = \sin \alpha)$$

La projection de la force de pression appliquée à la section amont est :

$$Fp = \gamma_{w}.S.h_{G}, h_{G}$$
(I.55)

désignant la distance verticale par rapport au fond du centre de gravité G de la section S (c'est-à-dire le point d'application de la résultante de la force de pression appliquée à la section S). Celle appliquée à la section aval est Fp +dFp et la résultante appliquée au domaine D par l'extérieur est -dFp

D'où

$$dFp = \frac{\partial Fp}{\partial x} dx = \gamma_w \frac{\partial (Sh_G)}{\partial x} dx$$
(I.56)

On suppose ici que les forces de pression appliquées par les parois ont une résultante perpendiculaire à l'axe du chenal. C'est en particulier vrai lorsque le chenal est de section uniforme.

Nous allons supposer, pour simplifier l'exposé, que la section est sensiblement rectangulaire (S = L.y et  $h_G = y/2$ ) et que la largeur L varie faiblement.

$$dFp = \gamma_{w} \frac{\partial (Ly^{2}/2)}{\partial x} dx = \gamma_{w} L.y \frac{\partial y}{\partial x} dx = \gamma_{w} S \frac{\partial y}{\partial x} dx$$
(I.57)

Enfin, la force de frottement appliquée par les parois est :

$$dF_{f} = -\tau_{o}.P.dx = -(\gamma_{w}.R.j)P.dx = -\gamma_{w}.S.j.dx$$
(I.58)

où j est la pente de la ligne de charge.

Au total :

$$\Sigma Fe = dFg - dFp + dPf = \gamma_w \cdot S(i - j - \frac{\partial y}{\partial x})dx$$
(I.59)

Pour calculer maintenant la variation de quantité de mouvement, considérons à l'instant t le domaine D délimité par les deux sections écartées de dx et le domaine D' obtenu à l'instant t+dt.



Figure I-14: Déformation du domaine pendant dt ([2])

La variation dM de la quantite de mouvement lorsqu'on passe de t à t+dt est la somme algebrique de :

• la variation de quantité de mouvement du volume commun à D et D',Soit

$$d(\rho_{w.}S.V).dx = d(\rho_{w.}Q).dx = \rho_{w} \left(\frac{\partial Q}{\partial t} dt\right) dx = \rho_{w} \frac{\partial Q}{\partial t} dt_{.}dx$$
(I.60)

• la quantité de mouvement perdue à l'entrée de D, Soit

$$\rho_{\rm w}(\rm V.dt).S.V = \rho_{\rm w}V^2.S.dt = \rho_{\rm w}\frac{Q^2}{S}dt$$
(I.61)

•la quantité de mouvement gagnée à l'entrée de D, c'est à dire la valeur ci-dessus en remplaçant x par x+dx.

La somme algébrique des deux derniers termes est :

$$\frac{\partial(\frac{\rho_{\rm W}Q^2}{S}.dt)}{\partial x}dx = \rho_{\rm W}\frac{\partial(\frac{Q^2}{S})}{\partial x}dt.dx$$
(I.62)

Finalement, la variation globale de quantité de mouvement pendant dt est :

$$dM = \rho_w \left[ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/S)}{\partial x} \right] .dt.dx$$
(I.63)

Il s'agit là du module d'un vecteur parallèle au vecteur vitesse, c'est à dire au fond du chenal en supposant négligeable la courbure des filets liquides.

Le théorème de la quantité de mouvement donne  $\frac{dM}{dx} = \Sigma Fe$  (en projection sur l'axe du fond).

Apres division par

$$\rho_{\rm W} = \gamma_{\rm W}/g \tag{I.64}$$

nous obtenons:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/S)}{\partial x} = g.S.(i-j-\frac{\partial y}{\partial x})$$
(I.65)

Telle est la seconde équation qui, jointe à l'équation de continuité, devrait permettre de résoudre le problème moyennant la connaissance adéquate des conditions initiales et aux limites. Les inconnues sont Q(x,t) et y(x,t) ou indiferemment V(x,t) et y(x,t) puisque à chaque instant Q = S.VLes données sont S (connu si y est connu) et i. Le terme j est la pente de la ligne de charge. On peut admettre qu'à chaque instant, la formule du régime uniforme est valable.

Ainsi :

$$j = \frac{V^2}{K^2 R^4/3}$$
(I.66)

avec la formulation de Strickler ou

$$j = \frac{V^2}{C^2 \cdot R}$$
(I.67)

avec la formulation de Chezy

Le premier terme de l'équation dynamique se transforme facilement :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = S \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial S}{\partial t}$$
(I.68)

Et

$$\frac{\partial (Q^2/S)}{\partial x} = \frac{\partial (QV)}{\partial x} = Q\frac{\partial V}{\partial x} + V\frac{\partial Q}{\partial x}$$
(I.69)

Or, l'équation de continuité permet d'annuler la somme  $V \frac{\partial S}{\partial t} + V \frac{\partial Q}{\partial x}$ . Selon que l'on choisit

comme variable d'état Q et y ou V et y, le système d'équation s'écrit donc en admettant la formulation de Strickler pour les pertes de charge :

#### - formulation en débit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{I.70}$$

$$\frac{1}{g.S}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{g.S}\frac{\partial \left(\frac{Q^2}{S}\right)}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - i = -j = -\frac{Q^2}{S^2 K^2 R^{4/3}}$$
(I.71)

#### - formulation équivalente en vitesse :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial (V.S)}{\partial x} = 0 \tag{I.72}$$

$$\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g}\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - i = -j = -\frac{V^2}{K^2 R^{4/3}}$$
(I.73)

Ces équations sont les équations de Barré de Saint Venant (1871). Elles ont été démontrées pour des sections rectangulaires, mais sont valables pour des sections de forme quelconque. Dans ces équations, il ne faut pas oublier que les inconnues Q, V, y sont des fonctions de x et t. R et S sont des fonctions de x et y. i est fonction de x (modèle à fond fixe) et K est une constante (ou éventuellement une fonction de x et même de y). Dans le cas d'un apport latéral uniforme q (en  $m^3/s/m$ ), ou d'un débordement latéral (q<0), les équations ci-dessus restent valables en remplaçant 0 par q dans le second membre des deux premières équations.

La résolution analytique des équations de Barré de Saint Venant n'est pas possible, mais la résolution numérique est maintenant tout à fait courante sur micro ordinateur. Le principe en est soit la méthode aux différences finies, soit celle aux éléments finis. La méthode classique des caractéristiques que seule nous exposons présente cependant un intérêt pédagogique et conduit à des résultats intermédiaires intéressants

Prenons par exemple la formulation en vitesse. En raisonnant non pas sur les variables de base (V et y) mais sur leurs dérivées partielles, nous avons formellement quatre inconnues.

#### I.1.6.1.3 - Cas particuliers

#### \* Régime permanent non uniforme :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \tag{I.74}$$

Le système se réduit à :

• 
$$Q = \text{constante},$$
 (I.75)

• 
$$\frac{1}{g.S} \frac{d\left(\frac{Q^2}{S}\right)}{dx} + \frac{dy}{dx} = i - j$$
 (I.76)

• D'ou 
$$-\frac{Q^2}{gS^3}\frac{dS}{dx} + \frac{dy}{dx} = i - j$$
 (I.77)

Supposons que la vallée ait des pentes latérales fortes. (Ce n'est pas le cas des champs d'inondation où d'ailleurs les écoulements peuvent rarement être considérés comme permanents). Alors dS = L.dy.

La deuxième équation s'écrit donc :

$$\left(1 - \frac{Q^2 L}{gS^3}\right) \frac{dy}{dx} = i - j \tag{I.78}$$

#### \* Cas du régime permanent uniforme :

• Le système d'équation se réduit à : Q = constante,

• 
$$i = j$$
 (I.79)

#### I.1.6.2 - Problèmes réels rencontrés

Les équations de Barré de Saint Venant permettent de résoudre tous les problèmes d'hydraulique transitoire dès lors que la courbure des filets liquides n'est pas trop forte et que la pression reste hydrostatique :

- propagation d'une crue en rivière ;

- ondes provoquées en amont et en aval d'une vanne fermée brutalement, ou ouverte brutalement ;

- phénomène analogue pour la vidange ou le remplissage d'une écluse de canal navigable ;

- phénomène analogue lors de l'arrêt ou de la mise en marche des turbines d'une centrale hydroélectrique.

## I.2- Les risques de rupture de barrage

L'humamité a payé un lourd tribut à cause des ruptures de barrage. A titre d'exemple :

- le 2 décembre 1959 le barrage de Malpasset (Var, France), implanté sur un bloc rocheux, cède sous la pression de la montée des eaux causée par de fortes intempéries, ne laissant que des ruines (Figure I.15). Bilan : 423 victimes.
- En Italie, en 1963, la rupture du barrage de Vajont a fait plus de 2100 victimes. Dans les deux accidents cités ci-dessus, la rupture s'est produite lors de la première mise en eau de l'ouvrage. Depuis ces accidents, la réglementation a considérablement renforcé les dispositifs d'auscultation des ouvrages, d'alerte et d'organisation des secours.

## I.2.1- Protection et prévention

La carte du risque 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 à l'aval de l'ouvrage : hauteur et vitesse de l'eau, délai de passage de l'onde, etc. Cette carte permet aussi de définir la zone où les autorités compétentes doivent déclencher le dispositif d'urgence.

Les barrages doivent faire l'objet des mesures suivantes :

- études multiples (géologique, de dangers) réalisées par l'exploitant avant la construction du barrage ;
- surveillance et contrôle pendant la construction du barrage ;
- visites et surveillance régulières par l'exploitant et les services de l'Etat . Si cela apparaît nécessaire, des travaux d'amélioration ou de confortements sont réalisés.

- réglementation de l'aménagement dans les zones les plus exposées ;
- information de la population et essais réguliers des sirènes (cornes de brume) ;
- plans de secours et d'alerte avec plusieurs niveaux :
- vigilance renforcée et surveillance permanente par l'exploitant,
   alerte n°1 destinée à l'autorité : elle témoigne de sérieuses préoccupations (côte maximale atteinte),



Figure I.15-Ruines du barrage de Malpasset, France (Rupture en Décembre 1959)

- alerte n°2 pour la population de la zone du « quart d'heure » par corne de brume : évacuation immédiate, danger imminent (la cote maximale admissible est dépassée),
- alerte n°3 : rupture constatée,

- fin de l'alerte, émission sonore continue de 30 secondes.

En France, le dispositif de prévention comporte les consignes suivantes (www.prim.net):

Avant l'incident :

Connaître les risques, le système spécifique d'alerte pour la « zone du quart d'heure », les points hauts sur lesquels se réfugier, les moyens et les itinéraires d'évacuation.

Au signal d'alerte :

Il s'agit d'une corne de brume émettant, pendant au moins 2 minutes, un signal intermittent aux émissions séparées de 3 secondes

- le reconnaître,

- gagner immédiatement les points hauts les plus près cités dans les plans de secours ou à défaut les étages supérieurs d'un immeuble élevé et solide,

- ne pas prendre l'ascenseur,

- ne pas aller chercher ses enfants à l'école,

- attendre les consignes des autorités ou le signal de fin d'alerte pour quitter son abri.

Où se renseigner ?

- auprès de la Mairie
- auprès de la Préfecture (SIDPC)
- auprès de la DDAF et de la DDE
- auprès du gestionnaire (EDF, SNCF, Syndicats, ...)
  - Pendant l'incident

Évacuer et gagner le plus rapidement possible les points hauts les plus proches cités dans le PPI ou, à défaut, les étages supérieurs d'un immeuble élevé et solide.

- Ne pas prendre l'ascenseur.

- Ne pas revenir sur ses pas.

- Ne pas aller chercher ses enfants à l'école, les enseignants organisent leur évacuation vers les points hauts.

Après :

-Aérer et désinfecter les pièces.

- Ne rétablir l'électricité que sur une installation sèche.

- Chauffer dès que possible.

#### I.2.2- Plan particulier d'intervention(PPI) (www.drire.gouv.fr/paca)

Certains barrages font l'objet d'un plan particulier d'intervention. Chaque PPI comporte l'indication des risques pour lesquels il est établi. Il opère pour chacun de ces risques ou groupe de risques le recensement de mesures à prendre et des moyens susceptibles d'être mis en œuvre . Il énumère notamment les procédures de mobilisation et de réquisition qui seront utilisées et les conditions d'engagement des moyens disponibles. Il définit les missions des services de l'état, de ses établissements publics et il fixe les modalités de concours des organismes privés appelés à intervenir. Il précise les modalités d'organisation de commandement sur les lieux des opérations. Il mentionne les modalités de transmission de l'alerte aux différents participants, ainsi que les liaisons à établir entre les unités, les services, les organismes privés, le commandement et les autorités compétentes.

Le PPI comporte en plus les prescriptions suivantes :

- La description générale de l'installation, de l'ouvrage ou des lieux pour lesquels il est établi.
- La liste des communes sur le territoire desquelles s'appliquent les dispositions du plan.
- Les mesures d'information et de protection prévues au profit des populations et, le cas échéant, les schémas d'évacuation éventuelle de celle-ci, y compris l'indication de lieux d'hébergement
- Le mesures incombant à l'exploitant pour la diffusion immédiate de l'alerte auprès des autorités compétentes et l'information de celles-ci sur la situation et son évolution ainsi que, le cas échéant, la mise à la disposition de l'Etat d'un poste de commandement aménagé sur le site ou au voisinage de celui-ci.
- Les mesures incombant à l'exploitant à l'égard des populations voisines et notamment, en cas de danger immédiat, les mesures d'urgence qu'il est appelé à prendre avant l'intervention de l'autorité de police et pour le compte de celle-ci, en particulier.
- La diffusion de l'alerte auprès des populations voisines
- L'interruption de la circulation sur les infrastructures de transport et l'éloignement des personnes au voisinage du site.
- L'interruption des réseaux et canalisations publics au voisinage du site.

En liaison avec l'exploitant qui en assure le financement, le préfet fait établir des brochures comportant les consignes destinées aux populations demeurant dans la zone d'application du

plan. Ces brochures placées dans les lieux publics où le plan peut être consulté, sont remises aux personnes qui en font la demande.

## Conclusion

La rupture de barrage produit un écoulement à surface libre et nous avons présenté les caractéristiques d'un tel écoulement, qui dépend de la topographie. Les caractéristiques de la propagation de l'onde de rupture du barrage dépendent des spécificités de la région. Nous allons donc présenter le site du barrage Oued Fodda dans le deuxième chapitre.

#### **Introduction :**

Chaque barrage est unique en son genre car même si les types de barrage sont repertoriés, les conditions topographiques, géologiques, sismiques et hydrologiques, prises dans leur ensemble rendent les caractéristiques d'un barrage spécifiques. Il s'agira donc de présenter le site du barrage Oued Fodda.

#### **II.1 Historique D'Oued Fodda :**

Le barrage Oued Fodda (appelé parfois barrage STTEG) fut construit entre 1926 et 1932 pour le compte du Service Central des Irrigations en Algérie. Mis en eau en 1932, ce barrage-poids en béton, mesure 100 m de hauteur, 67.5 m d'épaisseur à la base et a 170 m de longueur de crête. Sa construction et celle des ouvrages annexes ont nécessité l'exécution de 320.000 m3 de béton. La ville la plus proche du barrage de l'Oued-Fodda,s'appelle EL KARIMIA. On peut le situer sur les figure III.1 et III.2.



Figure II.1- Emplacement du barrage Oued Fodda ([4])

#### **II.2-** Topographie et geographie :

#### **II.2.1-** Topographie

Le barrage est construit à l'entrée d'une gorge profonde, dans un site particulièrement favorable à l'établissement d'un grand ouvrage d'accumulation. Le bassin versant contrôlé par le site du barrage est caractérisé par un relief montagneux, dont l'altitude varie entre 280m et 1985m.L'altitude moyenne est de 840m. Le relief est vigoureux, son coefficient de

ruissellement est de 22%. Il est fondé sur les calcaires durs, d'âge liasique, du KOUDIAT LAROUAH, qui lui assurent d'excellentes assises, immédiatement à l'aval d'une cuvette de grande capacité où dominent les terrains imperméables. A cause de l'existence d'une stratification oblique, la technique de l'époque conduisit à la construction d'un barrage-poids à crête rectiligne et de profil classique, solution évidemment moins élégante qu'un barrage-voûte.

## II.2.2- L'emplacement du site :

Le barrage d'OUED FODDA se situe à 3 km au Sud – Est de la ville d'OUED FODDA, à la limite avec l'Ouarsenis, à 1 KM environ de la route nationale N° 4 Reliant ALGER – ORAN et à 23 KM du chef lieu de la WILAYA de CHLEf), la ville la plus proche du barrage s'appelle EL KARIMIA. Les coordonnées du barrage sont les suivantes :

 $\begin{cases} X = 401.910 \text{ Km} \\ Y = 305.880 \text{ Km} \\ Z = 289 \text{ m NGA} \end{cases}$ 



Figure II.2- Situation du barrage d'Oued Fodda sur carte topographique ([4])

### II.3- Géologie

### II.3.1 Géologie régionale :

Schématiquement le bassin versant est, du moins pour sa surface, constitué de 50% de flysch dans sa partie nord, et de 50% de marnes dans sa partie sud (partie amont). On distingue trois zones essentielles pour ce bassin versant :

- Le massif jurassique de l'Ouarsenis, qui alimente surtout l'oued Sly, avec des calcaires perméables à bancs subverticaux.
- 2. La zone des formations du Flysch et des marnes, qui couvre presque la totalité du bassin occidental et septentrional avec une érosion et une tendance au glissement importantes, qui sont très imperméables avec un ruissellement notable.
- Le haut bassin entaillé dans les macro-calcaires et les grès marneux paléogènes, très disloqués avec des failles éboulies et un socle marneux sub-affleurant qui a pour conséquence des ruissellements intenses et des tarissements rapides.

Au total, nous avons 55 % de terrain crétacés et 45% de terrains essentiellement marneux. Le pourcentage de boisement, 30% est faible pour une région au relief abrupt. La forêt se trouve d'ailleurs localisée dans les terrains crétacés, qui sont les plus résistants à l'érosion.

#### II.3.2- Géologie du site du barrage :

Le petit massif calcaire du KOUDIAT LAROUAH comprend des djebels akbet mali (628 m), arfa (623 m) et taksebt (642 m). Il domine un pays schisteux, juxtaposition désordonnée de petits reliefs arrondis, aux flancs entaillés par une multitude de ravins de ruissellement. La tectonique assez complexe de ses masses très fragmentées serait à peu près indéchiffrable dans ce pays broussailleux et boisé. Une coupe a été effectueé entre les points :

$$\begin{cases} x = 401,910 \\ y = 305,880 \end{cases} Et \begin{cases} x = 401,750 \\ y = 306,700 \end{cases}$$

L'examen de cette coupe a fourni l'échelle lithologique qui est présentée dans le tableau II.1.

N°	Formation	puissance	
7	Marnes schistoïdes, noires avec bancs parfois	Indéterminable (toit	
	interrompus de quartzites et de calcaires.	inconnu) $\ge$ 700 m	
6	Calcaires sublithographiques bleus (patine blanche) ; niveaux marneux au sommet.	200 m	
5	Marnes durcies et esquilleuses ; niveaux rouges avec intercalations vertes.	50 m	
4	Calcaires durs bien stratifiés ; cassure bleue, patine blanche.	150 m	
3	Calcaires en bancs bien réglés, cassure bleue, patine rouille.	100 m	
2	Calcaires bleus en gros bancs avec rognons siliceux interstratifiés.	80 m	
1	Calcaires bleus en gros bancs, cassure un peu	Indéterminable (toit	
	spathique.	inconnu) $\geq 100 \text{ m}$	

Tableau II.1 : Echelle lithologique of	du site du barrage ([4])
--	--------------------------

Les formations en place sont respectivement, du numéro1 jusqu'au numéro 7 :

- Calcaires inférieurs : Ces calcaires sont compacts et durs, disposés en bancs épais de 50 à 70 cm et sont bleus à l'affleurement comme en cassure fraiche.
- ✓ Calcaires intermédiaires : Ils se présentent en bancs beaucoup plus minces (une quinzaine de cm d'épaisseur), bien réglés, et qui forment le second abrupte
- ✓ des gorges. Leur cassure est bleue, mais à l'affleurement ils sont uniformément recouverts d'une patine rouille. Les silex interstratifiés sont nombreux. Certains bancs présentent à leur surface quelques articles de tiges de crinoïdes fortement altérés.

- ✓ Calcaires supérieurs : C'est une puissante formation de calcaires durs, gris foncé et à patine blanche. Les bancs, d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur, sont parfois séparés par leurs minces lits de marnes blanchâtres très calcaires
- ✓ Limite supérieure : La limite entre ces calcaires et la couche rouge est la seule de toute la coupe qui ne soit pas parfaitement définie du fait du passage progressif d'un faciès à l'autre. Lorsqu'on remonte la série, les calcaires foncés deviennent de plus en plus clairs et marneux.
- ✓ Couche rouge : Elle est représentée par des rouges à faciès « ammnitico rosso » avec quelques intercalations marneuses verdâtres. A l'exception de quelques parties esquilleuses, ces assises sont compactes et dures et ont une cassure conchoïdale très voisine des calcaires sublithographiques. Les colorations ne sont pas uniformes et la surface des bancs prend de ce fait un aspect hétérogène et pas plan. La surface de certains bancs des couches rouges est entièrement piquetée de taches vertes qui sont en très grande majorité. Des analyses ont montré que la différence entre les parties vertes et les parties rouges réside dans le degré d'oxydation du fer : les couches rouges sont colorées par Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, la roche verte par FeO.
- ✓ Jurassique supérieur et Néocomien : A vue d' œil, ces couches ont une succession d'alternance de marnes et de calcaires marneux grisâtres, les calcaires sont la plupart du temps sublithographiques avec des veinules de calcite.On observe vers le sommet quelque calschistes.
- ✓ Post-Néocomien : Constitué de marnes esquilleuses brun foncés. Dans ces bancs de grès quartzites et de calcaire, ces bancs ne sont pas continus et leur puissance est variable, surtout pour les quartzites ; ainsi au Sud Ouest de l'anticlinal existe un banc quartziteux de plus de 2 m de puissance qui disparait à l'Est du lac de retenue du barrage en se divisant en un certain nombre de niveaux beaucoup moins épais, ces grès quartzites contiennent assez souvent des nodules ferrugineux à structure zonaire qui peuvent atteindre jusqu'à 2 cm de diamètre.

Le terme de « flysch » à été improprement attribué à ce dernier faciès, car les bancs gréseux sont en nombre très restreint et discontinus.

La carte géologique du site recense les formations mentionnées ci-dessus(Figure II.3 ; ([4])).



#### II.4- Sismicité :

La mise en eau donna lieu en 1932 à de fréquents ébranlements du sol, comparables à des secousses sismiques. Une étude de la compagnie générale de Géophysique rechercha les causes de ces secousses.

- D'une part, par analyse chimique et électrique des eaux de résurgence, la compagnie voulut vérifier la possibilité qu'auraient les eaux de retenue d'atteindre une éventuelle couche de trias sous-jacente et par dissolution des sels, de créer des vides dont le comblement par éboulement serait à l'origine des secousses.
- D'autre part, par une étude sismique, on détermina la forme des secousses et la position des centres d'ébranlement.

Il résulta de ses études que les secousses présentent la forme d'un choc bref apériodique et à front raide, incompatible avec une hypothèse d'éboulement dont la forme serait nécessairement molle. Si l'étude ne permit pas d'interpréter l'origine des secousses de mise en eau, on en conclut que ces phénomènes n'étaient pas inquiétants pour l'avenir. Il est à noter que le barrage n'a subi aucun désordre lors du séisme de Septembre 1954, dont de près de 1m d'amplitude; or à la suite du même séisme, le barrage de PONTEBA accusait jusqu'à 55 cm de dénivellation d'une extrémité à l'autre de la crête.Les principaux séismes dans le centre nord de l'Algérie lors des trois derniers siècles (1716-2003) sont récapitulés dans le tableau II.2.

Lieu	Date	Magnitude	Magnitude	Victimes
		MERCALLI	Richter	
Mitidja	03/02/1716	IX	-	20.000
Blida	02/03/1825	IX	-	7.000
Gouraya	15/01/1891	Х	-	38
El Asnam	09/09/1954	Х	6.7	1.243
El Asnam	10/10/1980	X	7.2	2.633
Tipaza-Mont Chenoua	29/10/1989	VIII	6.0	22
Ain Benian-Alger	04/09/1996	VII	5.3	-
Boumerdes-Alger	21/05/2003	X	6.8	2.300

Tableau II.2 : principaux séismes enregistrés dans le Nord de l'Algérie ([4])

La figure II.4 ([4]) illustre la carte régionale de degré de séisme dans la région étudiée.



#### **II.5- HYDROLOGIE**

La vallée du Chélif, orientée d'Est en Ouest, est constituée d'une série de cuvettes en aval.Elle comprend 3 périmètres successifs :

- ✓ Le périmètre du haut- Chélif (barrage du Ghrib)
- ✓ Le périmètre du moyen- Chélif (barrage d'Oued Fodda)
- $\checkmark$
- ✓ Périmètre du bas- Chélif

Le périmètre du bas Chélif a été créé à l'Ouest de la vallée du Chélif en 1937. Il occupe une superficie de 28 000 ha .Il est irrigué à partir du Barrage de Oued-Fodda qui a été conçu et réalisé en vue d'améliorer le régime des irrigations dans la zone centrale de la plaine Chélif, qu'une pluviométrie insuffisante et mal équilibrée condamnait à une quasi-stérilité. Les principaux affluents du Chélif descendant du massif de l'Ouarsenis sont :

- L'oued Deurdeur reçoit ses premières eaux du djebel Achaoun (1804m) et du massif de Teniet el-haad, dont le sommet principal est le Ras el-Prarit (1787m).
- L'oued Massin est remonté par la route de Tenirt.
- L'oued Rouina descend également du Ras el-Prarit.
- L'oued Fodda qui passe au pied de l'Ouarsenis, mais il reçoit ses premières eaux de la crête qui borde la Nahr el-Ouassel beaucoup plus au sud.
- L'oued Sly descend du groupe de l'Ouarsenis sous le nom d'oued Ardjem.
- L'oued Riou, l'oued Djidjioua, et la Mina coulent dans la wilaya d'Oran.

A l'origine, les forêts de Pins, de Thuyas et de Cèdre s'étendaient sur la majeure partie du bassin versant. Le processus de déboisement, qui est général en Algérie, s'est trouvé accéléré par la nécessité de recaser en montagne les populations assez denses qui vivaient dans la vallée, faute de terrains disponibles dans la plaine, qui allait être noyée sous lac du barrage. A l'époque, les surfaces boisées ne couvrent que 3/10 de l'ensemble, pourcentage faible pour une région au relief très accentué ; aussi l'envasement de la retenue est-il rapide et les crues de l'oued brèves mais violentes.

#### CONCLUSION

Ainsi nous avons présenté le site du barrage Oued Fodda. L'on note que l'oued provoque de violentes crues, c'est-à-dire de brusques élevations du niveau du cours d'eau qui rend certaines zones vulnérables. Un tel phénomène est également observé lors des ruptures de barrages. De ce fait, la détermination des zones à risque est essentielle. Cette entreprise requiert la résolution des équations de Saint Venant, dont la résolution numérique passe par la modélisation mathématique des écoulements à surface libre. C'est ce que nous allons présenter dans le troisième chapitre.

## Introduction:

La résolution numérique des équations de Saint Venant passe par une discrétisation des paramètres spatiaux et temporel de ces équations. Plusieurs méthodes sont généralement utilisées pour cela, telles que la méthode des éléments finis, la méthode des volumes finis et la méthode des différences finies. Nous avons opté pour un modèle à base des éléments finis ([3]) que nous allons présenter. Ensuite il sera utile de déterminer les paramètres à considérer pour l'application du modèle au barrage Oued Fodda, pour enfin montrer l'organigramme de calcul de l'onde de rupture..

### **III.1-Formulation variationnelle**

### III.1.1- Forme conservative et forme non conservative :

### III.1.1.1 - Forme conservative:

Les équations de Saint-Venant à une dimension, sous sa forme conservative, pour un canal prismatique rectangulaire, s'écrivent :

• L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{III.1}$$

• L'équation de quantité de mouvement est donnée par :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (QU)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{gAH}{2}\right)}{\partial x} - gA(J_{f} - J_{e}) = 0 \qquad (III.2)$$

#### III.1.1.2- Forme non conservative :

La forme non conservative de

l'équation de quantité de mouvement s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + (gH - U^2) \frac{\partial A}{\partial x} + 2U \frac{\partial Q}{\partial x} - gA(J_f - J_e) = 0$$
(III.3)

Où A est la section d'écoulement, U est la vitesse moyenne sur une section transversale

(U = Q/A), *H* est la profondeur d'eau (H = A/B), où *B* est la largeur du canal), J<sub>e</sub> est la pente énergétique, J<sub>f</sub> est la pente longitudinale du fond, *t* est le temps, *x* la coordonnée longitudinale et *g* est l'accélération de la pesanteur.

#### III.1.2- Forme vectorielle :

Les équations (III-1) et (III-2) peuvent être représentées sous forme vectorielle :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial R}{\partial x} + S = 0$$
(III.4)

où 
$$\varphi = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}$$
 (III .5)

est le vecteur solution,

$$R = \begin{pmatrix} A \\ UQ + gAH/2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ C^2/2 & U \end{bmatrix} \varphi$$
(III .6)

est le vecteur des termes de flux et dépendant de  $\phi$ ,  $c = \sqrt{gH}$  est la célérité d'onde et

$$S = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{g} \mathbf{A} (\mathbf{J}_{\mathbf{f}} - \mathbf{J} \mathbf{e}) \end{pmatrix}$$
(III.7)

représente le vecteur des termes sources.

Les équations ((III .1) et ((III .3) peuvent être combinées pour donner, sous forme vectorielle :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + A \frac{\partial \varphi}{\partial x} + S = 0$$
(III.8)

0ù

$$A = \frac{\partial R}{\partial \varphi} = \begin{bmatrix} 0 & 1\\ (gH - U^2) & 2U \end{bmatrix}$$
(III.9)

Nous obtenons ainsi la matrice dite de convection.

#### III.2- Discrétisation par éléments finis

La recherche d'une solution approchée par la méthode des éléments finis comporte deux étapes. La première concerne le choix des fonctions d'interpolation et la seconde est liée au choix des fonctions de pondération qui minimisent l'erreur entre la solution approximée et la solution exacte. Dans cette étude, les équations élémentaires sont dérivées en utilisant la méthode des résidus pondérés de type Galerkin.

#### **III.2.1-** Fonctions d'interpolation

La discrétisation spatiale de ce système d'équations est effectuée à l'aide d'une interpolation linéaire pour approximer la solution sur chaque élément linéaire. Ainsi :

$$\varphi \approx \varphi = \sum_{j=1}^{n} B_{j} \Phi_{j}$$
(III.10)

où 
$$B_j = \begin{bmatrix} b_j & 0 \\ 0 & b_j \end{bmatrix}$$
 (III.11)

 $\phi$  est une approximation d'une fonction réelle, et *n* est le nombre de nœuds dans le domaine. Pour le *j ième* nœud, la fonction d'interpolation utilisée est donnée par :

$$b_j(x) = 0; x < x_{j-1}$$
 (III.12)

$$b_{j}(x) = \frac{x - x_{j-1}}{x_{j-x_{j-1}}}; \quad x_{j-1} < x < x_{j}$$
(III.13)

$$b_{j}(x) = \frac{x_{j+1} - x}{x_{j+1} - x_{j}}; \quad x_{j} < x < x_{j+1}$$
(III.14)

$$b_j(x) = 0; \ x > x_{j+1}$$
 (III .15)

#### III.2.2- Méthode de Bubnov-Galerkin

L'approche la plus simple des méthodes des éléments finis est celle de Bubnov- Galerkin où les fonctions de pondération sont prisent comme étant égales aux fonctions d'interpolation. La forme intégrale de type Galerkin du système (III.4) est :

$$\int_{0}^{L} B_{i} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial R}{\partial x} + \mathbf{S}\right) dx = 0$$
(III.16)

où L est la longueur du domaine. L'intégration par partie du terme  $B_i \frac{\partial R}{\partial x}$  donne :

$$\int_{0}^{L} \left(B_{i} \frac{\partial \varphi}{\partial t} - \frac{\partial B_{i}}{\partial x} \mathbf{R}\right) dx + \left[B_{i} \mathbf{R}\right]_{0}^{L} = 0$$
(III.17)

La substitution des fonctions d'interpolation donne :

$$\int_{0}^{L} (B_{i}B_{j} \frac{\partial \Phi_{j}}{\partial t} - \frac{\partial B_{i}}{\partial x} \begin{bmatrix} 0 & 1\\ C^{2}/2 & U \end{bmatrix} B_{j} \Phi_{j}) dx + \begin{bmatrix} B_{i} \begin{bmatrix} 0 & 1\\ C^{2}/2 & U \end{bmatrix} \Phi_{j} \end{bmatrix}_{0}^{L} = 0$$
(III.18)

La forme de l'équation (r) peut être écrite sous une notation matricielle. Ce qui donne :

$$M_{ij} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t}\right) + K_{ij} \Phi_j + F_{ij} = 0$$
(III.19)

Où 
$$M_{ij} = \int_0^L B_i B_j dx$$
 (III .20)

est la matrice masse, et

$$K_{ij} = \int_0^L \left( -\frac{\partial B_i}{\partial x} \begin{bmatrix} 0 & 1\\ C^2/2 & U \end{bmatrix} B_j \right) dx$$
(III.21)

est la matrice de rigidité, et

$$F_{ij} = \begin{pmatrix} B_l Q \big|_0^L \\ B_l (\frac{gAH}{2} + QU) \big|_0^L \end{pmatrix}$$
(III .22)

est le vecteur du flux à travers les frontières. Les termes de  $F_{ij}$  représentent les conditions aux limites naturelles. L'équation (III.19) sera ensuite discrétisée par rapport au temps, par l'utilisation d'une approximation de différences finis implicite dont la forme est donnée comme suit :

$$[M + \theta \Delta t \ K(\Phi^{n+1})] \ (\Phi^{n+1}) + \theta \ \Delta t F^{n+1} = [M + (1-\theta) \Delta t \ K(\Phi^n)](\Phi^n) + (1-\theta) \ \Delta t(F^n)$$
$$+ (1-\theta) \ \Delta t \ (F^n)$$
(III .23)

Pour résoudre ce système non linéaire, nous utilisons l'itération de type Newton-Raphson. Aussi, pour le test de convergence, nous avons opté pour la comparaison entre la norme du vecteur des corrections et une tolérance indiquée. Donc si :

$$\frac{\Sigma(\delta\Phi)^2}{\Sigma(\Phi^2)} = \text{Tolérance}$$
(III.24)

Alors la solution progresserait au prochain pas de temps.

Les matrices élémentaires qui résultent de l'intégrale élémentaire sont:

$$M_{e} = \begin{bmatrix} m_{aa} & m_{aq} \\ m_{qa} & m_{qq} \end{bmatrix}$$
(III .25)

$$m_{aa} = m_{qq} = \int_{\sigma} b_i b_j dx$$
(III .26)

$$m_{aq} = m_{qa} = 0 \tag{III.27}$$

$$\mathbf{K}_{\mathbf{e}} = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{aq} \\ k_{qa} & k_{qq} \end{bmatrix}$$
(III .28)

$$k_{aa} = 0 \tag{III.29}$$

$$k_{aq} = \int_{\boldsymbol{\varrho}} -\frac{d\boldsymbol{b}_{\boldsymbol{i}}}{dx} \boldsymbol{b}_{\boldsymbol{j}} dx \qquad (\text{III.30})$$

$$k_{qa} = \int_{\boldsymbol{6}} \left( -\frac{gH}{2} \frac{db_i}{dx} b_j - gJ_f b_i b_j \right) dx$$
(III.31)

$$k_{qq} = \int_{\mathcal{C}} \left( -U \frac{db_i}{dx} b_j + f b_i b_j \right) dx$$
(III.32)

où f est obtenue en appliquant la relation de Manning :

$$f = \frac{n_m^2 |U|}{R_h^{4/3}}$$
(III .33)

 $R_h$  est le rayon hydraulique qui s'exprime par  $R_h = B H/(2H + B)$  pour un canal rectangulaire et  $n_m$  est le coefficient de Manning.

#### III.2.3- Méthode de Petrov-Galerkin

Plusieurs recherches ont été faites pour éliminer ou diminuer les oscillations associées à la méthode de Bubnov-Galerkin. Une alternative consiste à utiliser la méthode de Petrov-Galerkin dans laquelle des fonctions de pondération décentrées sont utilisées pour introduire une diffusion numérique qui assure l'atténuation des oscillations. Pour un écoulement unidimensionnel non permanent à surface libre, la formulation équivalente du type du Bubnov-Galerkin peut être représentée sous la forme :

$$\begin{bmatrix} b_i & 0\\ 0 & b_i \end{bmatrix} \begin{pmatrix} C\\ M \end{pmatrix} + \omega \frac{\Delta x}{2} W \frac{d}{dx} \begin{bmatrix} b_i & 0\\ 0 & b_i \end{bmatrix} \begin{pmatrix} C\\ M \end{pmatrix} = 0$$
(III.34)

où *C* et *M* se réfèrent respectivement aux équations de continuité et de quantité de mouvement,  $\omega$  représente un paramètre de diffusion (ou un coefficient de décentrage) qui dépend de la situation d'écoulement, *W* est la matrice de décentrage qui contrôle à la fois la quantité et la direction de la diffusion numérique. Les composantes de cette matrice seront notées comme suit :

$$W = \begin{bmatrix} w_{aa} & w_{aq} \\ w_{qa} & w_{qq} \end{bmatrix}$$
(III .35)

La première lettre des indices des composantes dénote l'équation dans laquelle la contribution de décentrage s'applique (a pour l'équation de continuité et q pour l'équation de quantité de mouvement). Tandis que la seconde décrit l'équation sur laquelle elle s'opère (e.g. aq

représente le coefficient appliqué à l'équation de quantité de mouvement pour contribuer au décentrage de l'équation de continuité). Les matrices masses deviennent :

$$m_{aa} = \int_{e} \left[ b_i b_j + \left( w_{aa} \omega \frac{\Delta x}{2} \frac{d b_i}{d x} b_j \right) \right] dx$$
(III.36)

$$m_{aq} = \int_{\mathcal{E}} \left( w_{aq} \omega \frac{\Delta x}{2} \frac{db_i}{dx} b_j \right) dx$$
(III.37)

$$m_{qa} = \int_{e} \left( w_{qa} \omega \frac{\Delta x}{2} \frac{d b_i}{d x} b_j \right) dx$$
(III.38)

$$m_{qq} = \int_{e} \left[ b_i b_j + \left( w_{qq} \omega \frac{\Delta x}{2} \frac{d b_i}{d x} b_j \right) \right] dx$$

Les matrices de rigidité deviennent :

$$k_{aa} = \int_{\mathcal{C}} \left[ \left( \omega \frac{\Delta x}{2} w_{aq} \left[ (gH - U^2) \frac{db_i}{dx} \frac{db_j}{dx} - g J_f \frac{db_i}{dx} b_j \right] \right] dx \qquad (\text{III .39})$$

$$\int_{e} \left[ -\frac{db_{i}}{dx} b_{j} + \omega \frac{\Delta x}{2} \left( w_{aa} \frac{db_{i}}{dx} \frac{db_{j}}{dx} + w_{aq} f \frac{db_{i}}{dx} b_{j} + 2Uw_{aq} \frac{db_{i}}{dx} \frac{db_{j}}{dx} \right) \right] dx$$
(III.40)

$$k_{qa} = \int_{e} \left[ -\frac{gH}{2} \frac{db_{i}}{dx} b_{j} - gJ_{f}b_{i}b_{j} + \omega \frac{\Delta x}{2} w_{qq} \left[ -gJ \frac{db_{i}}{dx} b_{j} + (gH - U^{2}) \frac{db_{i}}{dx} \frac{db_{j}}{dx} \right] dx$$
(III.41)

$$k_{qq} = \int_{e} \left[ -U \frac{db_{i}}{dx} b_{j} + f b_{i} b_{j} + \omega \frac{\Delta x}{2} \left( w_{qq} f \frac{db_{i}}{dx} b_{j} + \left( w_{qa} + 2U w_{qq} \right) \frac{db_{i}}{dx} \frac{db_{j}}{dx} \right) \right] dx \qquad (\text{III.42})$$

Le système à résoudre sera le même que celui qui est défini par l'équation (III.19).

## III.2.4-Spécification de la matrice de décentrage W dans la méthode dissipative de Galerkin

Dans la méthode dissipative de Galerkin (DG), la matrice de décentrage W, pour  $U \ge 0$ , est donnée comme suit :

$$W = \frac{A}{|U+c|} = \begin{bmatrix} 0 & 1/|U+c| \\ (c^2 - U^2)/|U+c| & 2U/|U+c| \end{bmatrix}$$
(III.43)

Décomposons A:

$$A = T A T^{-1} = \begin{bmatrix} 1/2c & -1/2c \\ (U+c)/2c & -(U-c)/2c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U+c & 0 \\ 0 & U-c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -(U-c) & 1 \\ -(U+c) & 1 \end{bmatrix}$$
(III.44)

où

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \lambda_2 \end{bmatrix}$$
(III .45)

est la matrice des valeurs propres,  $i \ \lambda = U \pm c$  pour i = 1, 2 sont les vitesses des caractéristiques. L'équation (III .43) peut être évaluée comme :

$$W = T \begin{bmatrix} \lambda_{1} / |\lambda_{1}| & 0 \\ 0 & \lambda_{2} / |\lambda_{1}| \end{bmatrix} T^{-1} = \begin{bmatrix} 1/2c & -1/2c \\ (U+c)/2c & -(U-c)/2c \end{bmatrix}.$$
 (III .46)  
$$\begin{bmatrix} (U+c) / |U+c| & 0 \\ 0 & (U-c) / |U-c| \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -(U-c) & 1 \\ -(U+c) & 1 \end{bmatrix}$$
 (III .47)

La matrice de décentrage dans le schéma DG n'utilise donc seulement que la caractéristique positive  $\lambda_1 = (U + c)$ . De ce fait, le décentrage appliqué à l'onde régressive peut être très petit.

## III.2.5- La méthode caractéristique dissipative de Galerkin

La méthode caractéristique dissipative de Galerkin (CDG) a été développée par **Hicks** et **Stefler**(1992). La forme ainsi proposée pour W est :

$$W = \frac{A}{|A|}$$
(III .48)

La matrice de décentrage, pour cette méthode, peut donc être évaluée comme suit :

W = T 
$$\begin{bmatrix} \lambda_1 / |\lambda_1| & 0\\ 0 & \lambda_2 / |\lambda_2| \end{bmatrix} T^{-1} = \begin{bmatrix} 1/2c & -1/2c\\ (U+c)/2c & -(U-c)/2c \end{bmatrix}.$$

$$\begin{bmatrix} (U+c)/|U+c| & 0\\ 0 & (U-c)/|U-c| \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -(U-c) & 1\\ -(U+c) & 1 \end{bmatrix}$$
(III.49)

Il est à noter que chaque vitesse caractéristique est utilisée dans la détermination de la matrice de décentrage, d'où le terme " Caractéristique " dans l'appellation de cette méthode (i.e. méthode Caractéristique Dissipative de Galerkin, CDG).

#### III.2.6- Comparaison des méthode CDG et DG

Les deux schémas peuvent être comparés en écrivant les matrices de décentrage en fonction du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{U}{c}$$
(III .50)

Pour le schéma DG, la matrice de décentrage devient :

$$W = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{c} \frac{1}{|Fr+1|} \\ c \frac{(1-Fr^2)}{|Fr+1|} & \frac{2Fr}{|Fr+1|} \end{bmatrix}$$
(III .51°

Tandis que pour le schéma CDG, Ws'écrit:

$$W = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} (1 - Fr^2) (\frac{1}{|Fr+1|} - \frac{1}{|Fr-1|}) & \frac{1}{2c} (\frac{Fr+1}{|Fr+1|} - \frac{Fr-1}{|Fr-1|}) \\ \frac{c}{2} (1 - Fr^2) (\frac{Fr+1}{|Fr+1|} - \frac{Fr-1}{|Fr-1|}) & \frac{1}{2} (\frac{(Fr+1)^2}{|Fr+1|} - \frac{(Fr-1)^2}{|Fr-1|}) \end{bmatrix}$$
(III.52)

La figure II.1 illustre la variation des termes des matrices W en fonction du nombre de Froude. Fr = 0: Dans ce cas, les termes de W sont identiques :

$$W = \begin{bmatrix} 0 & 1/c \\ c & 0 \end{bmatrix}$$
(III .53)

• À Fr = 1 : Ils se croisent à :

$$W = \begin{bmatrix} 0 & 1/2c \\ c & 1 \end{bmatrix}$$
(III .52)

 $\cdot$  *Fr* > 1 : Pour un écoulement torrentiel, la matrice de décentrage dans le schéma CDG est constante et elle est égale à :

$$W = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$
(III .53)



Figure III.1 : Schéma représentant la variation des éléménts de la matrice (W) de décentrage en fonction du nombre de Froude([3]).

#### III.2.7 Spécification du terme <u>w</u> de dissipation

L'évaluation de la valeur du paramètre de décentrage., pour les schémas de Petrov-Galerkin, à fait l'objet de plusieurs expériences numériques. Brooks et Hughes (1982) montrent que, pour un problème transitoire, la détermination d'une valeur optimale de  $\omega$  est basée sur la précision de la solution et la minimisation de l'erreur de phase. Katopodes (1984) a examiné plusieurs valeurs de  $\omega$  pour le schéma DG appliqué aux équations de SAINT-VENANT incluant  $\omega = 2/\sqrt{15}$  ( $\omega \approx 0.5$ ) et  $\omega = \Delta t . |U + c| /\Delta x$ . Dans les problèmes où une discontinuité telle que le ressaut hydraulique se présente, de grandes valeurs de  $\omega$  sont nécessaires pour atténuer suffisamment les ondes régressives. Il a conclu que la quantification d'une valeur optimale de  $\omega$  nécessite la réalisation des expériences numériques. Pour le cas des équations linéaires et en considérant le schéma DG, Froehlich (1988) a examiné l'effet de la variation du coefficient de décentrage sur la phase et la précision de la solution. Il a observé une grande sensibilité au nombre de Courant à des courtes longueurs d'onde. Le nombre de Courant étant définit comme suit :

$$C = \frac{(U+c)\Delta t}{\Delta x}$$
(III .54)

Pour examiner la sensibilité du schéma CDG au terme de dissipation.  $\omega$ , Hicks et Steffler (1990) ont réalisé des expériences numériques correspondant aux trois valeurs suivantes de  $\omega$ : 0,25 ; 0,50 et 1. Ils ont conclu qu'une bonne précision, associée à une atténuation élevée des oscillations, est obtenue avec une valeur de  $\omega$ .=0,50, pour le cas des écoulements permanents. Tandis que pour le cas des écoulements non permanents, la valeur optimale de  $\omega$  correspond à 0,25. Le schéma CDG est particulièrement intéressant dans l'élimination des oscillations de courte longueur d'onde. Un nombre de Courant égal à 0,5 est considéré comme étant le mieux indiqué afin d'équilibrer les erreurs en espace et en temps.

## III .3. – APPLICATION DU CODE DE CALCUL AU BARRAGE OUED FODDA III.3.1- MODELISATION DU TERRAIN

Le terrain a été modelisé à l'aide du Logiciel COVADIS . Ce logiciel permet d'effectuer des interpolations linéaires sur le terrain en 3D, entre les points levés dits points topographiques, à l'aide de triangles d'interpolation(de couleur jaune sur la figure II.2). Ces interpolations nous donnent les coordonnées de n'importe quel point non levé compris dans les limites de notre levé topographique, délimité par un périmètre appelé socle(en vert sur la figure II.2). Notre levé comporte environ 535 points topographiques.



Figure III.2 : Axe de l'Oued et triangles d'interpolation

## **III.3.2- PARAMETRES POUR MODELISATION NUMERIQUE**

La modélisation du terrain étant faite, l'on peut effectuer un maillage du terrain pour la discrétisation de notre domaine. Le calcul étant unidimensionnel, c'est-à-dire qu'on considère que l'écoulement de l'eau se fait dans une direction privilégiée, nos sections de calcul seront placées sur l'axe de l'oued Fodda, qui est donc le domaine de calcul. Entre le Barrage Oued Fodda et L'agglomération El Karimia (Figure II.3) située à presque 14 km en aval, on a une dénivelée de 86m. La pente moyenne est de l'ordre de 0,62 %.

## III.3.2.1- Discrétisation du domaine

L'axe de l'oued comporte 17 sections caractéristiques, situées aux changements de direction de l'écoulement. Ces 17 sections, avec les première et dernière section marquant les début et

fin du domaine, forment 19 sections principales (Voir Profil en long de Oued Fodda,Planche N°1). On place une section de calcul tous les 200m et on obtient 87 sections de calcul au total (Figure II.3).

## III.3.2.2- Scénarios de calcul

Dans notre étude, nous optons pour 2 scénarios :

Scénario 1 : Rupture instantanée totale du barrage plein

Caractéristiques de la Retenue :

- Niveau du plan d'eau : 370.5 m NGA
- Fetch : 5,2 Km
- Volume d'eau : 132 Millions de m<sup>3</sup>

Scénario 2 : Rupture instantanée partielle du barrage à moitié plein

Caractéristiques de la Retenue :

- Niveau du plan d'eau : 323 m NGA
- Fetch : 4 Km
- Volume d'eau : 66 Millions de m<sup>3</sup>

## **III.3.2.3-** Conditions initiales

Initialement, une masse d'eau à la cote de 370.5 m est retenue dans le réservoir. Excepté dans le réservoir , le fond est sec. Au temps t = 0 s, il y a ainsi un mur d'eau de 94.5 m de haut à l'emplacement du barrage. Les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

## III.3.2.4- Conditions dans le réservoir

Le débit propre de l'Oued Fodda est négligeable en comparaison du débit d'inondation provoqué par la rupture de barrage, que la rupture soit totale ou partielle. De plus, la rupture étant instantanée, en amont du réservoir, un débit constant égal à zéro est imposé. Le débit sortant du barrage est calculé au moyen de formules agréées (voir paragraphe II.2.2.6) ou d'un logiciel. Par exemple le logiciel Castor nous donne les valeurs :

Scénario 1 : Qmax =  $173458.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 

Scénario 2 :  $Qmax = 13725.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 

## III.3.2.5- Conditions aux parois imperméables

Les deux côtés de la vallée sont considérés comme des parois imperméables. Aussi on admet qu'il n'y a ni infiltration ni résurgence (apport) d'eau au niveau des berges.



FigureIII.3-Sections de calcul

### III.3.2.6- Quelques Formules de calcul du débit de rupture

Lors d'un rupture de barrage, une brèche se forme. Elle est de forme irrégulière mais souvent dans les calculs, on lui donne une forme normalisée ( rectangulaire, trapézoïdale, triangulaire).

Des chercheurs se sont penchés sur la prévision du débit maximal envisageable à l'ouvrage en cas de rupture. Les travaux théoriques de Ritter supposant une retenue infinie et une rupture instantanée, donnent une première estimation du débit maximal à la brèche.

$$Qmax = 0.92 LH_0^{1.5}$$
 (III-55)

L : Largeur constante de l'ouvrage s'effaçant, en mètres

H<sub>0</sub> : Profondeur initiale d'eau en amont en mètres

D'autres travaux ont fait ressortir le rôle constant joué par la hauteur du barrage, le volume de la retenue et la section type du barrage même. On a établi des formules empiriques qui donnent une estimation du débit utile de pointe de l'hydrogramme de rupture de l'ouvrage.

Parfois elles prédisent aussi le temps nécessaire pour atteindre ce débit et renseignent quelque peu sur la forme de l'hydrogramme.

La formule de COSTA ([5])s'exprime comme suit :

$$Qmax = 325(H. V / 10^{6})^{0.42}$$
(III-56)

On reconnait aussi la formule de MOLINARO ([5]):

 $Qmax = 0.116(gH)^{0.5} H^2 (V/H^3)^{0.22}$ (III-57)

Et celle de HAGEN ([5])

$$Q'max = 370. \sqrt{V'.H'}$$
(III-58)

Ces formules font intervenir la hauteur du barrage, H (en mètres) ou H' (en pieds), le volume de la retenue, V en (mètres cubes) ou V' en (acres-pieds) et le débit Qmax (en mètres cubes par seconde) ou Q'max (en pieds cubes par seconde).

#### III.3.2.7- Brèche

Dans notre cas, la figure II.4 représente le profil de la brèche intervenant dans le scénario 2, lui-même illustré par le tableau II.1. Celle-ci occupe une section totale de  $7284,59m^2$  au sein du barrage et l'eau occupe  $4324 m^2$  de cette brèche dans le scénario 2.

1	
ABSCISSE(m)	COTE(m)
49.99	389
50.0	303.29
98.0	289.8
100.0	289.0
103.0	290.0
130.0	314.0
130.0	389.0

Tableau III.1- profil de la brèche



Figure III.4- Profil de la brèche choisie pour la rupture instantanée partielle(Scénario 2)

#### III.3.2.8- Détermination des pentes des tronçons

A partir du profil en long , on peut facilement tirer les cotes du terrain naturel pour les différents tronçons et déterminer les pentes.
# III.4. ORGANIGRAMME DE CALCUL ([7])

Le code de calcul vise la détermination de la variation des paramètres hydrauliques tels que le débit(ou la vitesse) et le tirant d'eau dans le domaine d'étude, dans l'espace et le temps. Il est représenté ici au moyen d'un organigramme.





## **Conclusion :**

Nous avons présenté le modèle mathématique qui sert de base à notre modélisation. On a les conditions aux limites (conditions initiales et conditions aux frontières),donc il est possible d'appliquer l'organigramme de calcul au barrage Oued fodda. Il est important de caler les résultats obtenus par un code de calcul avec les résultats obtenus par d'autres codes de calcul ou logiciels. Ainsi nous allons présenter le principe d'utilisation du logiciel Castor avant de passer aux calculs proprement dits.

## Introduction

Le logiciel CASTOR est destiné à des ingénieurs et/ou des techniciens qui veulent déterminer quelles peuvent être les conséquences de la rupture d'un barrage de petite taille. Il leur faut déterminer si la rupture est dangereuse pour la population, et si oui, dans quelle mesure. A cela, le logiciel répond en calculant les caractéristiques de la vague de submersion provoquée par la rupture de l'ouvrage : vitesse, hauteur d'eau, temps d'arrivée de l'eau.

En un point donné de la vallée, le logiciel effectue le traitement suivant :

-Calcul de débit maximal par réduction du débit de pointe au droit du barrage à l'aide d'un coefficient d'amortissement (déterminé de manière empirique en se basant essentiellement sur des résultats de calcul menés en résolvant les équations de Saint Venant).

-Calcul de la hauteur d'eau maximale atteinte à partir du débit grâce à l'hypothèse du régime uniforme, puis vitesse maximale et le temps d'arrivée sont déduits des résultats précédents.

- Les résultats sont dépendants des hypothèses envisagées lors du choix des différents paramètres (Strickler en particulier). Dans ce contexte, un résultat fiable ne peut venir que de l'utilisation répétée du logiciel sur un même problème. L'utilisation de CASTOR se fait grâce à ses différents menus. Les menus sont accessibles par la souris, ou grâce à une touche de raccourci (Alt + première lettre du nom du menu). Une aide contextuelle est accessible pour la plupart des fenêtres grâce à la touche F1. Chaque graphe est présenté sous une visualisation par défaut qui peut être modifiée en cliquant sur le bouton droit de la souris pour faire apparaître un menu puis en sélectionnant une des fonctions (zoom, etc) ; c'est aussi à partir de ce menu qu'on peut imprimer ou exporter des graphes. Voici la description des principaux menus du logiciel .

## **IV.1-Menu fichier**

## IV.1.1-Nouveau :

Il permet de créer une nouvelle étude. accessible grâce au raccourci clavier Ctrl + N. IV.1.2-Ouvrir :

Il permet de recharger une étude existante. Vous devez choisir le fichier à recharger. Par défaut, seuls les fichiers avec l'extension ".don" apparaissent dans la fenêtre de choix. accessible grâce au raccourci clavier Ctrl+O.

## IV.1.3-Fermer :

Il permet de fermer une étude sans quitter le logiciel. Il est accessible grâce au raccourci clavier Ctrl + F.

# **IV.1.4-Enregistrer**

Il permet, à n'importe quel moment, de sauver les modifications apportées à l'étude en cours. Accessible grâce au raccourci clavier Ctrl + S.

## **IV.1.5-Enregistrer sous**

Il permet, à n'importe quel moment, de sauver les modifications apportées à l'étude en cours dans un autre fichier.

## IV.1.6-Quitter

Il permet de quitter le logiciel. Accessible grâce au raccourci clavier Ctrl + Q.

## IV.2 Menu géométrie

## IV.2.1-Editer la géométrie

Il ouvre une série de fenêtres qui permettent la saisie de la géométrie de la vallée et de ses caractéristiques.

## IV.2.2-Edition de la vallée

La première fenêtre permet de saisir les caractéristiques globales de la vallée. Il s'agit de sa pente moyenne et du coefficient de Strickler qui représente au mieux les frottements dans l'ensemble de la vallée.

🍎 Edition de la Vallée	- d N								
Informations relatives à la vallée									
Pente moyenne de la vallée	0.0050								
Coefficient de Strickler moyen	30.0								
Liste des Sections	;								
Barrage									
Section 1 1570.0 m									
Section 2 2300.0 m									
Section 3 + Amont + Aval 4200.0 r	n								
Section 4 + Aval 6400.0 m									
Section 5 8850.0 m									
Section 6 + Amont + Aval 10880.0	m								
Section 7 + Amont + Aval 14010.0	m								
Editer Ajouter S	Supprimer								
Dunliquer									
Dupilquei									
OK Annuler									

Figure IV.1 : Edition de la vallée

La vallée est décrite par une succession de sections en travers; c'est au niveau de chacune de ces sections que s'effectuent les calculs. La liste des sections apparaît dans cette fenêtre et comprend les fonctionnalités suivantes :

- Editer : ouvre une nouvelle fenêtre qui permet de consulter ou saisir les caractéristiques de la section choisie; aussi accessible en double cliquant sur la section choisie avec la souris.
- Ajouter : permet d'ajouter une nouvelle section.
- Supprimer : permet, à l'inverse, de supprimer une section existante.
- Dupliquer : permet d'ajouter une nouvelle section comme copie de la section sélectionnée (pratique si deux sections ont des caractéristiques communes).
- Renommer : permet de changer le nom d'une section sans en changer les autres caractéristiques. La validation de tous les changements effectués sur la vallée se fait grâce au bouton OK situé en bas de fenêtre.

# **IV.2.3-Edition du barrage**

• En cas d'édition de la section correspondant au barrage, une nouvelle fenêtre vient se superposer à la précédente.

실 Edition du Barrage								r 0 🛛
Informations rela	tives au barrage	Cote (	Z) (m)					
Hauteur du barrage (en m)	45.0	249*	X					· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
Pente locale	0.0040		$\backslash$					/
Coefficient de Strickler loca	al 30.0	240						
Profil de la	a Section	230-						/
Abscisses-Cotes	Largeurs-Cotes	230						
Cotes (Z)	Largeurs (L)	220+		$\rightarrow$				/
192.5	0.0							
197.5	63.8				$\mathbb{N}$			
202.5	91.6	210+			$\langle \rangle$			
212.5	131.35		_					/
222.5	162.1	2001						
232.5	188.35	200					_	
242.5	211.5							
247.5	222.3	191# -11	7 -100	-80	-60	-40	-20	0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 110
							Large	ur (L) (m)
Ajouter Supprin						Rafraîc	hir le profil	
OK Annuler								

Figure IV.2 : Edition du barrage

Cette fenêtre permet la consultation et la saisie des différentes caractéristiques du barrage (hauteur de l'ouvrage, pente locale au pied aval du barrage, coefficient de Strickler local qui doit rendre compte des frottements en pied du barrage) et de son profil en travers. Il s'agit ici du profil du terrain naturel au pied aval du barrage et non du profil de la brèche provoquée par la rupture du barrage; celle-ci est saisie ultérieurement. Le profil peut être édité soit en abscisses/cotes, soit en largeurs/cotes. En abscisses/cotes, il faut trois points différents au minimum pour définir le profil ; en largeurs/cotes, il suffit de deux couples. Dans la liste qui définit le profil, trois fonctionnalités sont offertes :

- Ajouter : ajoute un point de coordonnées (0, 0).
- Supprimer : supprimer le point sélectionné.
- Dupliquer : ajoute un point identique au point sélectionné.

La validation de tous les changements effectués sur le barrage se fait grâce au bouton OK situé en bas de fenêtre. Une pression sur le bouton Annuler ferme la fenêtre sans tenir compte des changements effectués.

# IV.2.4-Edition d'une section

En cas d'édition d'une autre section que celle qui contient le barrage, cette fenêtre vient se superposer à la précédente.



Figure IV.3 : Edition d'une section

Elle permet de consulter et éditer les caractéristiques et le profil de la section concernée. Cette section est définie par sa position par rapport au barrage (appelée aussi abscisse et correspondant à la distance depuis le barrage mesurée le long de la vallée). Toutes les sections sont situées à l'aval du barrage, leur distance au barrage doit donc être strictement positive. Les autres caractéristiques sont sa pente locale, son coefficient de Strickler local et un coefficient de Strickler appelé coefficient de Strickler moyen. Ce coefficient représente les frottements sur le tronçon de vallée situé entre la section actuelle et la section la précédant. Ce coefficient doit représenter non seulement l'occupation du fond de la vallée, mais aussi sa sinuosité, les variations de largeurs, et de manière générale, toute singularité topographique. Il est donc souvent plus élevé que le coefficient de Strickler local qui ne représente les frottements qu'en un point de la vallée et ne sert qu'à estimer la hauteur d'eau dans une section à partir du débit maximal en utilisant l'équation du régime uniforme. La saisie du profil se fait de la même manière que pour la section du barrage. Dans le cas où la section éditée se trouverait à proximité d'une singularité topographique de la vallée (en particulier élargissement ou rétrécissement brusque), il est possible, afin d'affiner la description géométrique, de définir un ou deux profils supplémentaires situés à l'amont et à

l'aval nommés sections supplémentaires. La gestion de ces sections se fait au moyen de trois boutons :

- Créer : permet de rajouter une section supplémentaire pour une section.
- Editer : permet de consulter et modifier une section supplémentaire déjà existante.
- Supprimer : permet de supprimer la section supplémentaire.

# IV.2.5-Visualiser la géométrie

La visualisation de la géométrie de la vallée peut se faire de deux manières. La première affiche les profils en travers des sections successivement dans l'ordre de leur abscisse. Deux boutons permettent de naviguer de section en section. La deuxième manière de visualiser la géométrie est le profil en long des cotes les plus basses de chaque section.



Figure IV.4 Visualisation du profil en long de la vallée

## IV.3-Menu paramètres

Les différentes fenêtres créées par ce menu fonctionnent de la même façon.



Figure IV.5 : Edition de la vallée

A gauche se trouve une liste des différents objets déjà créés ainsi que des boutons permettant de gérer cette liste (toute modification de cette liste n'étant validée que par utilisation du bouton OK) :

- Ajouter : permet d'ajouter un objet dans la liste.
- Supprimer : permet, à l'inverse, de supprimer un objet existant.
- Dupliquer : permet d'ajouter un nouvel objet comme copie de l'objet sélectionné.
- Renommer : permet de changer le nom de l'objet sélectionné sans en changer les autres caractéristiques.

A droite, se trouve un panneau d'édition, spécifique à l'objet. Ce panneau, en plus de différents champs détaillés plus bas, comporte deux boutons :

• Valider : permet de sauver les modifications apportées à l'objet sélectionné dans la liste de gauche.

Attention : s'il n'est pas utilisé, les changements apportés ne sont pas pris en compte et la dernière version sauvée est utilisée.

• Annuler : annule tous les changements apportés depuis la dernière validation.

Détaillons maintenant les panneaux d'édition :

## IV.3.1-Retenue

Pour définir une retenue, trois champs sont à remplir. Tout d'abord le niveau du plan d'eau dans la retenue. Il s'agit de l'altitude de la surface exprimée dans le même référentiel que les cotes des sections en travers de la vallée ; habituellement, elle est prise égale à la cote aux Plus Hautes Eaux.

Ensuite, on saisit la longueur du plan d'eau et le volume de la retenue pour ce niveau. Attention : la longueur est saisie en kilomètres et le volume en millions de mètres cubes.

## **IV.3.2-Crue Incidente**

Il s'agit de crues venant se déverser dans la retenue et éventuellement causer la rupture du barrage.

🧯 Saisie des Crues incidentes	r 0 X						
	Caractéristiques de la crue						
Liste des Crues	Volume de la Crue 0.0 millions de m3						
<b>•</b>							
Ajouter Supprimer							
Dupliquer Renommer	Validor Annulor						
	Valuer						
OK Annular							

Figure IV.6 : Saisie des crues incidentes

Seul est saisi le volume correspondant à une crue, volume qui est ajouté à celui de la retenue dans les calculs. On ne doit donc pas le rentrer si la montée aux PHE est due à ce volume de crue.

#### IV.3.3-Brèche

Ici est saisi le profil en travers de la brèche provoquée par la rupture du barrage supposée instantanée. En cas de rupture instantanée totale, il est inutile de saisir une brèche et le calcul se fera en prenant la section du terrain naturel du barrage comme référence de section de brèche. En cas de rupture progressive, la brèche n'est pas utilisée.



Figure IV.7 : Saisie des brèches

## IV.3.4-Débit de Base

On appelle ainsi le débit de la rivière dans la vallée avant que le barrage ne soit rompu. Il est défini par ses valeurs dans chaque section de la vallée.

Attention : cette saisie de débits de base ne doit intervenir que lorsque toutes les sections de la vallée ont été saisies sinon des décalages peuvent avoir lieu.

🧯 Saisie des Débits de Base		r ⊡ ⊠						
Listo dos Dóhits do Raso	Caractéristiques du débi	t de base						
Liste des Debits de Dase	Nom de la section	Valeur du débit						
	Barrage	0.0 🔺						
	Section 1	0.0						
	Section 2	0.0 🚃						
	Section 3	0.0						
	Section 4	0.0						
	Section 5	0.0 🖵						
Ajouter Supprimer								
Dupliquer Renommer	Valider	Annuler						
OK Annuler								

Figure IV.8 : Saisie des débits de base

# **IV.4-** Menu ouvrages

Ce menu est accessible uniquement lorsqu'au moins une section de la vallée a été saisie.

## **IV.4.1- Editer les ouvrages**

Une première fenêtre permet de choisir la section dans laquelle les ouvrages en travers de la vallée susceptibles de résister à l'onde et de réduire le débit de pointe seront saisis.

🍓 Choix d'une section pour l'édition des ouvrages 📰 🖬 🗹	3
Liste des Sections	
Section 1	
Section 2	
Section 3 + Amont + Aval	
Section 4 + Aval	
Section 5	
Section 6 + Amont + Aval	
Section 7 + Amont + Aval	
Choisir	
	_
Fermer	

Figure IV.9 : Choix d'une section pour l'édition des ouvrages

Ce choix de section fait, s'ouvre la fenêtre d'édition des ouvrages dans la section choisie. Un ouvrage est donc attaché à une section. Le panneau d'édition de droite permet d'ajouter ou de supprimer les éléments ou ouvrages élémentaires composant l'ouvrage sélectionné dans la liste de gauche. Cette liste affiche les ouvrages déjà créés et les boutons situés au dessous :

- Ajouter : permet d'ajouter un ouvrage dans la liste.
- Supprimer : permet, à l'inverse, de supprimer un ouvrage existant.
- Dupliquer : permet d'ajouter un nouvel ouvrage comme copie de l'ouvrage sélectionné.
- Renommer : permet de changer le nom de l'ouvrage sélectionné sans en changer les autres caractéristiques.

Le panneau de droite caractérise donc l'ouvrage sélectionné. Une première liste affiche tous les éléments disponibles susceptibles de composer l'ouvrage. Ces éléments sont des ouvrages élémentaires de types soit déversoir, soit orifice soit loi de tarage. Ils s'ajoutent dans la liste des éléments constituant l'ouvrage grâce au bouton Ajouter et peuvent être supprimés grâce au bouton du même nom.

Saisie des Ouvrages relatifs à la section	ා Section 1 🗾 ් 🗹						
Liste des Ouvrages	Caractéristiques de l'ouvrage Liste des ouvrages élémentaires disponibles						
AjouterSupprimerDupliquerRenommerGestion des ouvrages élementairesDéversoirsOrificesLois de tarageEditerEditer	Ajouter cet élément à l'ouvrage Ajouter Liste des ouvrages élémentaires de l'ouvrage						
Voir la section correspondante	Supprimer cet élément à l'ouvrage Supprimer Valider Annuler						
OK Annuler							

Figure IV.10 : Saisie des ouvrages relatifs à la section 1

Voici maintenant la définition des ouvrages élémentaires dont les fenêtres de saisie sont accessibles à partir des boutons de gestion Déversoirs, Orifices et Lois de tarage qui se situent en bas à gauche de la fenêtre d'édition des ouvrages.

## **IV.4.2- Editer les déversoirs**

A gauche se trouve une liste des différents objets déjà créés ainsi que des boutons permettant de la gérer :

- Ajouter : permet d'ajouter un objet dans la liste.
- Supprimer : permet, à l'inverse, de supprimer un objet existant.
- Dupliquer : permet d'ajouter un nouvel objet comme copie de l'objet sélectionné.
- Renommer : permet de changer le nom de l'objet sélectionné sans en changer les autres caractéristiques.

A droite, se trouve un panneau d'édition, spécifique à un déversoir. Ce panneau comporte un coefficient de débit (valeur standard par défaut de 0,4 pour un déversoir dénoyé), une longueur en crête et une cote de déversement (égale par défaut à la cote du point le plus bas de la section).

실 Edition des déversoirs relatifs à la section Section 1								
Caractéristiques du déversoir								
Liste des deversoirs	Coefficient de débit	0.0						
	Longueur	0.0 <b>m</b>						
Ajouter Supprimer	Cote	0.0 <b>m</b>						
Dupliquer Renommer	Valide	Annuler						
OK Annuler								

Figure IV.11 : Saisie des débits de base

En plus de ces différents champs, le panneau comporte deux boutons :

- Valider : permet de sauver les modifications apportées à l'objet sélectionné dans la liste de gauche. Attention : s'il n'est pas utilisé, les changements apportés ne sont pas pris en compte et la dernière version sauvée est utilisée.
- Annuler : annule tous les changements apportés depuis la dernière validation.

## **IV.4.3-** Editer les orifices

A gauche se trouve une liste des différents objets déjà créés ainsi que des boutons permettant de la gérer :

- Ajouter : permet d'ajouter un objet dans la liste.
- Supprimer : permet, à l'inverse, de supprimer un objet existant.
- Dupliquer : permet d'ajouter un nouvel objet comme copie de l'objet sélectionné.
- Renommer : permet de changer le nom de l'objet sélectionné sans en changer les autres caractéristiques.

A droite, se trouve un panneau d'édition, spécifique à l'orifice. Ce panneau comporte un coefficient de débit (valeur standard par défaut de 0,6 pour un orifice dénoyé supposé ici rectangulaire et défini par sa largeur et sa hauteur ainsi que par sa cote du fond, par défaut égale au point le plus bas de la section)

🎍 Edition des orifices relatifs à la section Section 1 🛛 🗖 🖂							
Linto dos sulfinos	Caractéristiques de l'orifice						
	Coefficient de débit	0.0					
	Largeur	0.0 <mark>m</mark>					
	Hauteur	0.0 <b>m</b>					
Ajouter Supprimer	Cote de fond	0.0 <b>m</b>					
Dupliquer Renommer	Valider	Annuler					
OK Annuler							

**Figure IV.12** : Edition des orifices relatifs à la section 1

En plus de ces différents champs, le panneau comporte deux boutons :

 Valider : permet de sauver les modifications apportées à l'objet sélectionné dans la liste de gauche.

Attention : s'il n'est pas utilisé, les changements apportés ne sont pas pris en compte et la dernière version sauvée est utilisée.

• Annuler : annule tous les changements apportés depuis la dernière validation.

#### IV.4.4- Editer les lois de tarage

A gauche se trouve une liste des différents objets déjà créés ainsi que des boutons permettant de la gérer :

- Ajouter : permet d'ajouter un objet dans la liste.
- Supprimer : permet, à l'inverse, de supprimer un objet existant.
- Dupliquer : permet d'ajouter un nouvel objet comme copie de l'objet sélectionné.
- Renommer : permet de changer le nom de l'objet sélectionné sans en changer les autres caractéristiques.

A droite, se trouve un panneau d'édition, spécifique à la loi de tarage qui permet d'entrer des couples débit-cote en remplissant un tableau et de visualiser le résultat sur un graphique.

🎍 Edition d'une loi de tarage relat	ive à la section Section 1					• • • • •
	-Caractéristiques de la loi d	e tarage				
Liste des lois de tarage	Courbe de la loi de tarage		Debit (Q) (m3/s)			
TAR1	Débits (Q)	Cotes (Z)	102,5年			
	0.0	180.0	90-		1	
	100.0	191.0	70		1	
			50-		1	
			30-	1		
	Ajouter Supprime	er Dupliquer	10-			
			<sup>-2</sup> '135 150	160 170 180	190 200 2	10 220 230
				Cotes (Z	) (m)	
Ajouter Supprimer				Rafraîchir la	a courbe	
Dupliquer Renommer		Vali	der Annuler	r		
		OK Annuler				

Figure IV.13 : Edition d'une loi de tarage relative à la section 1

En outre, le panneau d'édition comporte deux boutons :

• Valider : permet de sauver les modifications apportées à l'objet sélectionné dans la liste de gauche.

Attention : s'il n'est pas utilisé, les changements apportés ne sont pas pris en compte et la dernière version sauvée est utilisée.

- Annuler : annule tous les changements apportés depuis la dernière validation.
- •

# IV.5- Menu calcul

Il ne devient accessible que si la vallée et une retenue au minimum ont été définies. Les calculs s'effectuent sur des scénarios de calculs. Un scénario correspond à un choix de paramètres parmi tous ceux qui ont été définis.

Par exemple, on peut vouloir tester l'influence d'une crue incidente donnée. On créera alors deux scénarios en tout point identiques, à part un point : l'un sera associé à la crue et pas l'autre.

Le menu calcul permet d'éditer différents scénarios et de lancer les calculs sur les scénarios choisis.

# **IV.5.1-** Edition des scénarios

Cette fenêtre a la même structure que les fenêtres définies précédemment, aussi ne détaillonsnous ici que le panneau des caractéristiques des scénarios.

A Sajejo dos Scónarios		- <sup>4</sup> 0 <sup>7</sup> X				
- Salaie des Scenarios	Caractéristiques du scénario					
Liste des Scénarios						
Scénario 1	Paramètres Hydrauliques	Type de Rupture				
sc2	Retenue	Retenue 1 💌 💿 instantanée 🔾 progressive				
	Crue Incidente					
<b></b>	Débit de Base	Temps de propagation				
	Brèche dans le barrage	br1 V Oproche indépendant				
	Ouvrages en t	ravers de vallée				
	Liste des ouvrages disponibles	Liste des ouvrages du scénario				
	dev lié à la Section 2					
	Aioutor cot ouvrano au scónario	Supprimer cet envrage du scénario				
	Ajouter cet ouvrage au scenario	Supprimer cer ouvrage un scenario				
	dev lié à la Section 2 Ajouter	Supprimer				
	Débit de poir	nte au barrage				
	Débit en rupture progressive 16537.0 m3/	s Veuillez saisir une valeur de Débit de Pointe (en m3/s)				
	Débit en rupture progressive petit barrage 5852.0 m3/	is				
	Débit en rupture instantanée partielle 25921.0 m3/	<b>/s</b> 26000.0				
Aigutor Supprimor	Débit en rupture instantanée totale 27639.0 m3/	's				
Ajouter Supprimer						
Dupliquer Renommer	Valider	Annuler				
OK Annuler						

Figure IV.14: Saisie des Scénarios

Ce panneau comporte en haut un panneau de choix des différents paramètres "hydrauliques" à prendre en compte (retenue, crue, débit, brèche) avec à droite un panneau de choix du type de rupture (voir remarque 2) et un panneau pour le choix du mode de calcul du temps de propagation (le choix "indépendant" correspond à un calcul ne faisant intervenir que le barrage et la section de calcul alors que le choix "proche" est un calcul de proche en proche a priori plus précis mais qui a l'inconvénient de pouvoir cumuler les erreurs intermédiaires), au centre, un panneau permettant de considérer ou non les ouvrages en travers de la vallée introduits par le menu ouvrages et, en bas, un panneau de saisie du débit de pointe au barrage. Le choix des paramètres se fait parmi ceux définis au moment de l'ouverture de la fenêtre d'édition de scénarios. Chaque paramètre peut être édité par un double clic de la souris sur leur nom. Pour ce qui est de la valeur du débit de pointe, CASTOR propose à l'utilisateur plusieurs valeurs; celui-ci est libre de choisir celle qui lui paraît la plus proche de la situation de calcul, ou de saisir une valeur trouvée par un autre mode de calcul que ceux de CASTOR.

- Remarque 1: la rupture instantanée d'un barrage ne se produit guère que pour les barrages en béton. La majeure partie des petits barrages étant en terre, l'hypothèse de rupture instantanée pour le choix du débit de pointe est pessimiste, mais permet de se placer du coté de la sécurité. Dans ce cas, on compense souvent ce caractère pessimiste par la prise en compte d'une rupture partielle où la largeur de la brèche est de trois fois sa hauteur (brèche rectangulaire ou trapézoïdale). Si le débit calculé par une des deux formules de débit en rupture progressive est supérieur au débit en rupture instantanée totale, il ne faut généralement pas le retenir car le calcul correspondant est basé sur des statistiques de rupture qui ne tiennent pas compte des caractéristiques telles que forme de la section du barrage, longueur de la retenue, etc.

-Remarque 2 : le type de rupture demandé dans le panneau en haut à droite correspond en fait au type d'hydrogramme. Ainsi, si une rupture progressive donne un hydrogramme très pointu du fait d'un barrage haut par rapport à son volume, on devra utiliser le type de rupture "instantané". Inversement, si dans une rupture instantanée, la vidange du réservoir dure très longtemps, on peut être amené à utiliser un type de rupture "progressive". Dans tous les cas, le type de rupture "progressive" qui suppose un moindre amortissement est du côté de la sécurité et doit être préféré dans le doute.

# IV.5.2- Calculer

Ce menu ouvre une fenêtre qui permet de choisir les scénarios sur lesquels effectuer les calculs.

Une fois les calculs exécutés, une fenêtre de confirmation s'affiche.

Cela signifie que les calculs se sont bien effectués et que le fichier de résultats a été créé. Il porte le même nom que le fichier en cours, mais avec l'extension ".res". Le menu Résultat devient accessible.

## IV.6- Menu résultats

## **IV.6.1-** Graphes

Le menu Permet de visualiser les résultats du calcul des scénarios choisis sous forme de profils en long.(figure IV.15)



Figure IV.15 : Résultats des calculs

# IV.6.2- Tables

Ce menu met en relief les résultats d'un scénario donné dans un tableau récapitulatif.

🐣 Résultats pour le scénario Scénario 1 🛛 🗖 🖂							
Résultats	Résultats Résultats minorés Résultats majorés						
Distance	Débit Max	Hauteur	Cote Max	Vitesse	Temps d'	Ligne d'é	
0,000	26 000,0	24,410	216,910	14,000	0,000	226,900	
1 570,000	20/345,0	26,820	209,820	12,150	2,000	217,340	
2 300,000	18 346,0	27,780	207,780	11,850	4,000	214,940	
4 200,000	15 539,0	12,370	179,370	8,960	7,000	183,460	
6 400,000	12 940,0	13,900	170,700	7,860	12,000	173,850	
8 850,000	10 881,0	11,790	160,790	6,600	19,000	163,010	
10 880,0	9 654,000	12,560	153,660	8,720	25,000	157,540	
14 010,0	8 470,000	15,140	138,740	6,710	33,000	141,030	
	Fermer						

Figure IV.16 : Résultats de calcul pour le scénario 1

# IV.6.3- Profils en travers

Permet de visualiser les résultats du calcul dans chaque section sous forme d'un profil en

## travers



Figure IV.17 : Visualisation de la hauteur d'eau maximale dans les sections

# IV.7- Caractéristiques de la vallée

## IV.7 .1- pente moyenne

La pente moyenne correspond à la pente du fond dans l'axe de la vallée et doit être représentative de toute la vallée.

Si ce champ n'est pas rempli (on le laisse à 0.0), la pente est calculée automatiquement en fonction des abscisses et des cotes de fond de la section du barrage et de la section la plus éloignée de celui-ci.

Elle n'est utilisée que dans le cas d'une rupture progressive.

Remarque : il est conseillé de tester plusieurs valeurs de pente moyenne.

# IV.7 .2- Strickler moyen sur toute la vallée

Ce coefficient doit être représentatif des frottements sur toute la vallée (à la différence du Strickler moyen pour les autres sections de calcul). Il n'est utilisé que dans le cas d'une rupture progressive. Il doit, en particulier, tenir compte :

- de l'occupation du fond de la vallée (végétation, habitat, routes, fossés ...),

- des singularités topographiques (rétrécissements ou élargissements brusques, sinuosité, ...) sur toute la vallée.

A titre indicatif :

- K = 10 zone urbaine dense
- K = 20 végétation haute et singularités assez marquées
- K = 25 végétation basse et forte sinuosité
- K = 30 végétation basse et aucune singularité

Remarque : il est conseillé de tester plusieurs valeurs de ce coefficient.

# **IV.8-Informations relatives aux sections**

# **IV.8 .1- Liste des sections**

Le panneau contient une liste des noms des différentes sections qui constituent la vallée. Les boutons situés sous cette liste permettent de la gérer :

- le bouton Editer (ou un double-clic de la souris sur un nom) edite la section sélectionnée dans une fenêtre spécifique.
- le bouton Ajouter ajoute un nom dans la liste et edite la section dans une fenêtre spécifique.
- le bouton Supprimer retire une section de la liste.
- le bouton Dupliquer ajoute une section dans la liste en copiant la section sélectionnée.
- le bouton Renommer permet de changer le nom d'une section sans en changer les autres caractéristiques.

## IV.8.2- Pente locale

La pente locale correspond à la pente du fond dans l'axe de la vallée au droit de la section considérée. La pente locale peut correspondre à la pente moyenne entre deux sections encadrant la section considérée, ou décrire indépendamment un phénomène local de rupture de pente. Elle est utilisée dans l'équation du régime uniforme pour calculer en chaque section à partir du débit maximal, le tirant d'eau maximal (ou hauteur d'eau maximale) atteint par l'onde de rupture.

Remarque : La pente locale minimale utilisée dans les calculs est 0.0005.

## IV.8. 3- Coefficient de strickler local

Le coefficient de strickler local 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.

A titre indicatif :

- K = 10 : habitat groupé
- K = 20: végétation importante ou habitat dispersé
- K = 30: végétation basse
- K = 40: végétation quasi-inexistante

Le coefficient de Strickler local est utilisé dans l'équation du régime uniforme pour calculer en chaque section à partir du débit maximal, le tirant d'eau maximal (ou hauteur d'eau maximale) atteint par l'onde de rupture.

## **Conclusion** :

Nous avons ainsi présenté le logiciel castor. Il est simple d'usage et permet de calculer en tout point de la vallée, les hauteurs et côtes maximales de l'eau, les vitesses, les débits et montre la ligne d'énergie. Malgré le fait que ce logiciel nécessite des développements, il permet d'avoir un aperçu notable du risque de rupture de barrage. Nous allons donc passer à l'application de ce logiciel au barrage Oued Fodda pour voir les caractéristiques de la propagation de l'onde de rupture de cet ouvrage, que nous illustrerons par des cartes facilitant la compréhension d'un tel risque.

## **Introduction :**

Nous nous proposons de montrer les résultats obtenus par le logiciel Castor également pour les deux scénarios déjà évoqués (Cf III.4.2.2). Ensuite nous en ferons l'interprétation, pour enfin proposer s'il y a lieu, des solutions aux éventuels problèmes causés par la rupture du barrage Oued Fodda.. Les sections de calcul sont représentées par leur distance au barrage(tableau V.1).

#### V-1-Résultats

**Tableau V-1**: Résultats du calcul unidimensionnel (CASTOR), Scénario 1 : Rupture instantanée totale à barrage plein, Qmax = $173458.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 

Distance	Débit max	Hauteur	Cote	Vitesse	Temps	Ligne
Au	(m³/s)	(m)	max(m)	(m /s)	d'arrivée	d'énergie
barrage					(min)	(m)
(m)						
0	173 458,000	53 <i>,</i> 63	342,63	21,86	0	366,99
200	167 436,000	38,5	326,74	21,08	0	349,39
400	161 642,000	41,17	328,65	20,99	0	351,11
528	158 325,000	48,29	335,29	23,88	0	364,35
600	157 651,000	46,73	333,37	24,06	1	362,87
800	155 722,000	42,52	328,14	23,67	1	356,7
927,46	154 399,000	55,22	340,22	22,87	1	366,88
1 000,000	153 744,000	55,58	340,17	23,87	1	369,21
1 200,000	151 609,000	46,7	330,16	19,47	1	349,48
1 400,000	149 409,000	43,23	325,56	28,96	1	368,31
1 459,030	148 752,000	48,15	330,15	30,37	1	377,16
1 600,000	147 250,000	62,55	343,68	25,36	1	376,46
1 782,220	145 262,000	62,96	342,96	22,01	2	367,65
1 800,000	145 008,000	53,8	333,74	15,64	2	346,21
2 000,000	142 008,000	90,77	370,22	16,72	2	384,47
2 200,000	139 592,000	104,13	383,09	16,24	2	396,53
2 400,000	137 358,000	109,54	388,01	16,81	2	402,41
2 600,000	135 204,000	108,38	386,36	15,43	3	398,49
2 800,000	133 158,000	104,08	381,56	14,18	3	391,81
3 000,000	131 145,000	93,08	370,07	14,05	3	380,13
3 200,000	129 170,000	84,55	361,05	14,36	4	371,56
3 400,000	127 233,000	61,53	337,54	21,85	3	361,87
3 600,000	125 339,000	60,23	335,74	14,58	4	346,57
3 800,000	123 740,000	40,61	315,3	13,69	4	324,85
3 813,620	123 334,000	31,25	306,25	16,79	4	320,62
4 000,000	122 471,000	20,67	294,48	16,7	4	308,69
4 200,000	121 534,000	31,48	304,02	18,86	4	322,15
4 400,000	120 591,000	26,83	298,09	20,01	4	318,5

Tableau	<b>V-1</b> :	Résultats	du	calcul	unidimensionnel(CASTOR),	Scénario	1:	Rupture
instantané	e totale	e à barrage	pleii	n, Qmax	$x = 173458.0 \text{ m}^3/\text{s}$			

Distance Au barrage (m)	Débit max (m <sup>3</sup> /s)	Hauteur (m)	Cote max(m)	Vitesse (m /s)	Temps d'arrivée (min)	Ligne d'énergie (m)
4 597,350	119 982,000	25,63	295,16	22,15	4	320,17
4 800,000	120 561,000	18,95	284,9	23,68	4	313,48
5 000,000	121 104,000	14,34	276,65	23,97	4	305,93
5 120,860	121 532,000	15,72	275,65	21,67	5	299,58
5 200,000	121 267,000	19,72	278,99	17,8	5	295,14
5 400,000	120 367,000	21,1	279,06	17,56	6	294,78
5 600,000	119 562,000	17,82	274,32	17,76	6	290,4
5 800,000	118 775,000	22,32	277,33	15,48	6	289,54
5 804,740	118 741,000	30,42	285,42	14,73	6	296,48
6 000,000	117 708,000	29,01	283,01	15,39	7	295,08
6 200,000	116 658,000	27,68	280,66	17,92	6	297,03
6 400,000	115 621,000	24,63	276,59	15,36	7	288,61
6 600,000	114 596,000	20,59	271,53	15,63	7	283,98
6 785,260	113 654,000	15,56	265,56	19,11	7	284,17
6 800,000	113 657,000	13,29	263,07	22,05	6	287,85
7 000,000	117 253,000	19,73	259,73	22,79	6	286,2
7 200,000	114 378,000	14,39	256,85	22,93	6	283,65
7 400,000	114 511,000	13,92	253,05	21,83	7	277,34
7 600,000	114 004,000	16,61	253,64	22,52	7	279,49
7 720,670	113 623,000	18,2	254,19	20,57	7	275,76
7 800,000	113 411,000	21,3	256,55	17,84	8	272,77
8 000,000	112 900,000	21,6	254,94	18,62	8	272,61
8 200,000	112 384,000	20,87	252,31	17,4	8	267,74
8 400,000	111 868,000	18,72	248,26	17,46	9	263,8
8 600,000	111 370,000	14,79	242,39	21,43	8	265,8
8 734,870	110 726,000	15,45	242,41	19,98	8	262,76
8 800,000	110 183,000	19,38	246,54	18,55	9	264,08
8 900,000	109 586,000	15,07	242,03	20,71	8	263,89
8 987,470	109 879,000	25,08	250,08	22,08	8	274,93
9 000,000	109 807,000	27,5	252,47	13,5	10	261,76
9 200,000	108 687,000	49,68	274,11	13,62	11	283,56
9 400,000	107 582,000	42,63	266,52	12,99	11	275,12
9 600,000	106 490,000	24,88	248,23	11,83	12	255,36

Distance Au barrage (m)	Débit max (m <sup>3</sup> /s)	Hauteur (m)	Cote max(m)	Vitesse (m /s)	Temps d'arrivée (min)	Ligne d'énergie (m)
9 731,120	105 781,000	21,09	244,09	13,47	11	253,34
9 800,000	105 487,000	22,04	244,68	14,85	11	255,92
10 000,000	104 636,000	21,02	242,62	15,04	11	254,15
10 113,000	104 165,000	22,28	243,28	15,47	11	255,48
10 200,000	103 828,000	21,66	242,16	15,41	11	254,26
10 400,000	103 148,000	16,44	235,77	15,13	11	247,44
10 600,000	102 475,000	17,88	236,04	15,95	11	249,01
10 800,000	101 804,000	17,04	234,04	15,67	12	246,56
11 000,000	101 143,000	16,21	232,04	14,91	12	243,37
11 200,000	100 487,000	17,26	231,92	15,44	12	244,07
11 400,000	99 834,000	18,8	232,3	15,58	12	244,67
11 600,000	99 183,000	16,41	228,76	15,31	13	240,71
11 657,070	99 007,000	17,71	229,71	13,77	13	239,37
11 800,000	98 374,000	20,44	232,09	11,59	15	238,94
12 000,000	97 501,000	19,74	230,9	11,49	15	237,63
12 200,000	96 646,000	20,23	230,89	11,77	15	237,95
12 400,000	95 799,000	22,27	232,44	11,32	15	238,97
12 469,570	95 508,000	19,62	229,62	14,35	14	240,12
12 600,000	95 252,000	14,74	223,58	17,17	13	238,61
12 800,000	94 871,000	14,14	221,16	15,92	14	234,08
13 000,000	94 135,000	13,89	220,16	18,17	13	236,99
13 010,380	94 173,000	12,93	218,93	18,62	13	236,6
13 200,000	93 615,000	16,62	221,5	13,5	15	230,79
13 400,000	92 761,000	16,28	220,83	12,14	16	228,34
13 600,000	92 122,000	16,4	219,97	13,4	16	229,12
13 773,661	91 486,000	18,06	221,06	12,45	16	228,96

**Tableau V-1** : Résultats du calcul unidimensionnel(CASTOR), Scénario 1 : Ruptureinstantanée totale ,barrage plein, Qmax =173458.0 m<sup>3</sup>/s

Tableau	<b>V-2</b> :	Résultats	du	calcul	unidimensionnel(CASTOR),	Scénario	2:	Rupture
instantané	ée parti	elle ,retenu	e à n	noitié pl	eine 13725 m <sup>3</sup> /s			

Distance Au barrage (m)	Débit max (m³/s)	Hauteur (m)	Cote max(m)	Vitesse (m /s)	Temps d'arrivée (min)	Ligne d'énergie (m)
0	13 725,000	25,74	314,74	12,26	0	322,4
200	13 128,000	8,88	297,12	8,52	0	300,82
400	12 559,000	10,35	297,83	9,03	1	301,99
528	12 395,000	11,7	298,7	10,41	1	304,22
600	12 326,000	11,71	298,35	11,27	1	304,82
800	12 132,000	10,39	296,01	10,62	1	301,76
927,46	11 983,000	21,17	306,17	12,08	2	313,61
1 000,000	11 906,000	21,34	305,93	12,53	2	313,93
1 200,000	11 691,000	20,81	304,27	8,05	2	307,57
1 400,000	11 464,000	13,68	296,01	14,77	2	307,13
1 459,030	11 397,000	18,37	300,37	15,99	2	313,4
1 600,000	11 246,000	23,79	304,92	13,46	2	314,15
1 782,220	11 102,000	22,53	302,53	11,57	3	309,35
1 800,000	11 083,000	24,79	304,73	7,29	4	307,44
2 000,000	10 857,000	40,94	320,39	8,94	4	324,46
2 200,000	10 647,000	42,21	321,17	9,61	4	325,88
2 400,000	10 443,000	39,94	318,41	9,68	4	323,19
2 600,000	10 244,000	40,76	318,74	9,63	5	323,47
2 800,000	10 052,000	40,41	317,89	9,59	5	322,58
3 000,000	9 862,000	40,2	317,19	9,49	6	321,78
3 200,000	9 701,000	39,41	315,91	9,11	6	320,14
3 400,000	9 548,000	29,37	305,38	13,54	5	314,72
3 600,000	9 400,000	29,21	304,72	7,66	7	307,71
3 800,000	9 276,000	13,39	288,08	7,05	8	290,61
3 813,620	9 243,000	9,09	284,09	8,1	8	287,43
4 000,000	9 159,000	7,76	281,57	7,12	8	284,15
4 200,000	9 079,000	11,89	284,43	9,49	8	289,02
4 400,000	9 003,000	9,34	280,6	9,59	8	285,29
4 597,350	8 955,000	9,57	279,1	11,66	8	286,03
4 800,000	9 009,000	6,83	272,78	11,35	8	279,35
5 000,000	9 060,000	4,48	266,79	10,37	9	272,27
5 120,860	9 098,000	5,85	265,78	8,63	10	269,58
5 200,000	9 072,000	7,37	266,64	7,47	11	269,48

Tableau <b>`</b>	<b>V-2</b> :Résultats du calcul unidimensionnel(CASTOR), Scénario 2 : Rupture
	instantanée partielle ,retenue à moitié pleine 13725 m <sup>3</sup> /s

Distance Au barrage (m)	Débit max (m <sup>3</sup> /s)	Hauteur( m)	Cote max(m)	Vitesse (m /s)	Temps d'arrivée (min)	Ligne d'énergie (m)
5 400,000	8 986,000	7,37	265,33	7,87	11	268,49
5 600,000	8 909,000	6,16	262,66	6,82	12	265,03
5 800,000	8 834,000	6,87	261,88	7,03	12	264,4
5 804,740	8 831,000	9,11	264,11	7,19	12	266,74
6 000,000	8 735,000	7,78	261,78	7,42	12	264,59
6 200,000	8 644,000	7,64	260,62	7,83	13	263,74
6 400,000	8 555,000	11,29	263,25	5,9	15	265,02
6 600,000	8 468,000	7,41	258,35	5,93	15	260,14
6 785,260	8 388,000	4,66	254,66	7,59	14	257,6
6 800,000	8 388,000	3,94	253,72	9,02	13	257,87
7 000,000	8 704,000	8,26	248,26	9,98	13	253,34
7 200,000	8 457,000	4,23	246,69	8,67	14	250,52
7 400,000	8 473,000	4	243,13	8,98	14	247,24
7 600,000	8 433,000	4,93	241,96	9,52	14	246,58
7 720,670	8 399,000	6,05	242,04	8,68	15	245,88
7 800,000	8 379,000	7,13	242,38	7,91	16	245,57
8 000,000	8 331,000	7,31	240,65	8,11	16	244
8 200,000	8 288,000	7,18	238,62	7,83	17	241,74
8 400,000	8 248,000	6,07	235,61	7,71	17	238,64
8 600,000	8 209,000	4,51	232,11	10,22	15	237,43
8 734,870	8 156,000	4,62	231,58	7,87	18	234,74
8 800,000	8 111,000	4,97	232,13	7,86	18	235,28
8 900,000	8 062,000	4,69	231,65	8,22	18	235,09
8 987,470	8 087,000	9,2	234,2	11,53	15	240,98
9 000,000	8 081,000	7,61	232,58	5,56	21	234,16
9 200,000	7 990,000	21,6	246,03	8,6	18	249,8
9 400,000	7 900,000	23,06	246,95	5,98	22	248,77
9 600,000	7 813,000	9,99	233,34	4,97	24	234,6
9 731,120	7 756,000	7,48	230,48	5,55	23	232,05
9 800,000	7 733,000	8,21	230,85	6,78	21	233,19
10 000,000	7 665,000	6,17	227,77	7,05	21	230,3
10 113,000	7 628,000	6,23	227,23	7,4	21	230,02
10 200,000	7 601,000	7,88	228,38	7,2	21	231,02
10 400,000	7 539,000	5,16	224,49	5,85	24	226,23
10 600,000	7 478,000	5,1	223,26	6,14	24	225,18

Distance Au barrage (m)	Débit max (m <sup>3</sup> /s)	Hauteur (m)	Cote max(m)	Vitesse (m /s)	Temps d'arrivée (min)	Ligne d'énergie (m)
11 000,000	7 358,000	5,23	221,06	5,67	26	222,7
11 200,000	7 299,000	5,35	220,01	5 <i>,</i> 89	26	221,78
11 400,000	7 240,000	5 <i>,</i> 92	219,42	6,14	26	221,34
11 600,000	7 182,000	5,49	217,84	5,85	27	219,58
11 657,070	7 166,000	5,91	217,91	5,28	28	219,33
11 800,000	7 111,000	6,27	217,92	4,22	31	218,83
12 000,000	7 036,000	5,74	216,9	4,23	32	217,81
12 200,000	6 965,000	6	216,66	4,34	32	217,62
12 400,000	6 900,000	7,34	217,51	4,6	32	218,59
12 469,570	6 878,000	7,04	217,04	5,93	29	218,83
12 600,000	6 859,000	4,75	213,59	6,63	28	215,83
12 800,000	6 830,000	3,97	210,99	5,67	30	212,63
13 000,000	6 774,000	4,94	211,21	6,86	28	213,61
13 010,380	6 777,000	3,97	209,97	7,54	27	212,87
13 200,000	6 735,000	4,38	209,26	5,1	32	210,59
13 400,000	6 670,000	4	208,55	4,48	35	209,57
13 600,000	6 621,000	4,68	208,25	4,84	34	209,44
13 773,661	6 573,000	5,67	208,67	4,48	36	209,69

**Tableau IV-2** :Résultats du calcul unidimensionnel(CASTOR), Scénario 2 : Rupture instantanée partielle ,retenue à moitié pleine 13725 m<sup>3</sup>/s

A partir de ces résultats, nous avons représenté les cartes des iso-intensités de submersion (Figure V.2 et Figure V.5), des iso-hauteurs(Figure V.1 et Figure V.4) et des iso-vitesses (Figure V.3 et Figure V.6) pour les deux scénarios de calcul.

De plus nous illustrons la progression de l'onde de rupture dans l'espace pour divers pas de temps : t=5 min, t= 10min et t= 16min pour le premier scénario (Figure V.7, Figure V.8 et Figure V.9) et t=5 min, t= 15 min , t= 20min, t= 30min et t= 36min pour le deuxième scénario (Figure V.10, Figure V.11, Figure V.12, Figure V.13, et Figure V.14).



Figure V.1 : Carte des iso-hauteurs de submersion, Scénario 1 : Rupture instantanée totale à retenue pleine,  $Qmax = 173458.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 



Figure V.2 : Carte des iso-intensités de submersion, Scénario 1 : Rupture instantanée totale à retenue pleine, Qmax =173458.0  $m^3/s$ 



Figure V.3 : Carte des isovitesses de l'onde de rupture, Scénario 1 : Rupture instantanée totale à retenue pleine,  $Qmax = 173458.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 



Figure V.4 Carte des iso-hauteurs de submersion ,Scénario 2 : Rupture instantanée partielle ,retenue à moitié pleine ,Qmax=13725.0 m<sup>3</sup>/s.



Figure V.5 : Carte des iso-intensités de submersion ,Scénario 2 : Rupture instantanée partielle ,retenue à moitié pleine , Qmax=13725.0 m<sup>3</sup>/s




Figure V.7 : Evolution de l'onde de rupture instantanée totale à retenue pleine,  $Qmax = 173458.0 \text{ m}^3/\text{s}$  (Scénario 1) : t= 5 min



Figure V.8 : Evolution de l'onde de rupture instantanée totale à retenue pleine,  $Qmax = 173458.0 m^3/s (Scénario 1) : t=10 min$ 



Figure V.9 : Evolution de l'onde de rupture instantanée totale à retenue pleine, Qmax =173458.0 m<sup>3</sup>/s : (Scénario 1) : t= 16 min



**Figure V.10 :** Evolution de l'onde de rupture instantanée partiellle, pour retenue à moitié pleine, Qmax =13725 m<sup>3</sup>/s : (Scénario 2) :t =5 min



Figure V.11 : Evolution de l'onde de rupture instantanée partiellle, pour retenue à moitié pleine, Qmax =13725 m<sup>3</sup>/s : (Scénario 2) :t = 15 min



Figure V.12 : Evolution de l'onde de rupture instantanée partiellle, pour retenue à moitié pleine, Qmax =13725 m<sup>3</sup>/s : (Scénario 2) : t= 20 min



Figure V.13 : Evolution de l'onde de rupture instantanée partiellle, pour retenue à moitié pleine, Qmax =13725 m<sup>3</sup>/s : (Scénario 2) :t = 30min



Figure V.14 : Evolution de l'onde de rupture instantanée partiellle, pour retenue à moitié pleine, Qmax =13725 m<sup>3</sup>/s : (Scénario 2) : t = 36min

### **V-2. OBSERVATIONS**

L'on note que :

• Scénario 1 :

- L'eau atteint des hauteurs de plus de 100m au droit de l'axe de l'Oued Fodda dans certaines sections, et des vitesses allant jusqu'à 30m/s.

- La ville El Karimia , située 14 km en aval du barrage est atteinte par l'eau en un quart d'heure .

-Des parties des routes départementales D132 et D35 situées avant le Barrage des porte de fer sont inondées

• Scénario 2 :

- L'eau atteint une hauteur maximale de l'ordre de 40 m au droit de l'axe de l'Oued Fodda, et des vitesses allant jusqu'à 16m/s.

- L'eau atteint El karimia en trente minutes.

- L'écoulement de l'onde de rupture se partage en deux zones distinctes (Figure
V.4) 5,8 km en aval avec des hauteurs inférieures à 2m pour l'écoulement le plus à l'ouest.

-Des parties des routes départementales D132 et D35 sont inondées

# **V-3. INTERPRETATION DES RESULTATS**

- L'eau atteint de si grandes hauteurs parce que le volume de la retenue étant très grand, le débit sortant du barrage l'est d'autant plus, notamment dans le scénario 1. Pour le scénario 2, le débit est également grand parce qu'en outre, la brèche, bien qu'elle soit de forme irrégulière, est aussi haute que le barrage, et laisse donc sortir une grande quantité de la retenue. Les débits étant grands, les vitesses le sont également. Mais d'une section à une autre, elles augmentent souvent, parfois du fait du rétrécissement d'une section par rapport à la précédente, mais aussi par l'accroissement de la pente du terrain naturel. En effet la pente moyenne est de 0,62% mais 39% des tronçons de l'axe de l'Oued Fodda occupant 37% du linéaire total de cet axe ont une pente supérieure à la pente moyenne, allant même jusqu'à 1,91%. Il n'est donc pas surprenant que la ville El Karimia soit inondée en trente minutes.
- Dans le deuxième scénario, on observe un partage de l écoulement en deux à cause de la topographie. En effet en ce lieu l'on a des montagnes culminant à 334m, 431m. La Figure V.15 illustre la topographie à cet endroit. La partie la plus à l'ouest a un assez

faible tirant d'eau à cause de la contre-pente au début de son tronçon et du fait que le gros du volume s'écoulant emprunte le lit de l'Oued Fodda qui a une forte pente et qui est aidé par les montagnes en place.



Figure V.15 : Zone de partage des eaux dans le scénario 2.

### **V.4-RECOMMANDATIONS**

Les habitants des zones situées dans la zone du quart d'heure, en particulier ceux d'El Karimia doivent être constamment sensibilisés au risque de rupture du barrage Oued Fodda et les autorités compétentes doivent mettre en place les mesures relatives à la prévention. - Les zones à risque telles que le village Salaouti doivent également bénéficier de digues de protection si la population qui y vit est assez grande. Dans le cas contraire ces polulations doivent définitivement déplacées.

 - L'extension de la ville El Karimia doit se faire dans la direction Nord-Sud, voire Nord- Sud Est(N-SW) afin d'être hors des zones à risque.

-Une étude poussée doit être effectuée pour déterminer l'impact effectif de l'inondation sur les routes départementales D132 et D35 afin de délimiter avec précision les portions de ces routes qu'il faut protéger.

#### **Conclusion** :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats obtenus par l'application du logiciel Castor au barrage Oued Fodda. Nous pouvons noter que le logiciel Castor permet, à travers les résultats des calculs, d'avoir une connaissance objective des zones à risque. Celles-ci ont donc été déterminées grâce à des cartes explicites élaborées au moyen d'un SIG(Système d'Information Géographique) et les impacts de la rupture du barrage Oued Fodda sur les biens et les personnes ont alors été illustrés. Nous avons également fait des observations et émis des recommandations pour la prévention du risque de rupture. Au terme de notre travail nous allons en faire la conclusion générale.

#### **CONCLUSION GENERALE**

Dans ce travail, nous avons effectué une étude de l'onde de rupture du barrage Oued Fodda. Avec le logiciel Castor, nous avons pu déterminer, pour le scénario 1, cas de rupture instantanée totale (sans brèche, barrage plein) et le scénario 2, cas de rupture instantanée partielle (avec brèche, barrage à moitié rempli); les valeurs des hauteurs et vitesses maximales en tous les points du quadrillage effectué sur le domaine choisi, qui est, nous le rappelons, l'axe de l'Oued Fodda, sur une longueur de 14 km. Nous avons pu voir que les hauteurs peuvent dépasser cent mètres en certains points, et que les vitesses atteignent les 30 m/s en certains endroits. Les zones vulnérables face à cet événement ont donc été identifiées par des cartes simples à comprendre grâce à l'incorporation d'un système d'information géographique (SIG) à notre étude, même s'il faut qu'une étude plus poussée soit effectuée pour augmenter la précision même de cette cartographie, notamment en ce qui concerne l'inondabilité des routes départementales D132 et D35 qui se trouvent dans la zone à risque.

Nous n'avons pas élaboré le code de calcul, mais nous en avons posé les bases. Notre étude pourra être poursuivie et un code de calcul appliqué à notre problème, en utilisant les mêmes paramètres (domaine, quadrillage etc ...). Le logiciel Castor ou un autre pourra servir de calage des résultats.

Notre travail est une source d'informations précieuses, non seulement pour les autorités administratives, mais aussi pour tous les citoyens, qu'ils résident dans des zones à risque ou pas. La mise en place des plans particuliers d'intervention(PPI) à l'échelle d'un pays est essentielle mais laborieuse. Cela passe par une vaste collecte des données pour constitution de bases de données relatives aux grands et petits barrages, qui, on l'a noté dans certains pays tels que la France, peut être freinée par les procédures administratives ou même la méthode de collecte elle-même. Nous espérons que les autorités Algériennes développeront dans un futur très proche, des PPI, pour tous les barrages en Algérie, afin de mieux connaitre le risque, de mieux le prévenir et ainsi de limiter les pertes humaines et les dégâts matériels, qu'un événement comme la rupture de barrage, bien que classé « risque prévisible », peut engendrer.

# **BIBLIOGRAPHIE**

[1] BOUABDELLI A. : Contribution à l'étude de l'onde de rupture d'un barrage en remblai à
 l'aide du logiciel Castor V.2.2 (Cas du Barrage de Boukerdane, wilaya de Tipaza), Mémoire
 de fin d'études, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida, Septembre 2005.

[2] DEGOUTTE G . : Traité d'hydraulique à surface libre, Cours 2<sup>e</sup> Année Master sciences et technologie, Paris VI.

[3] HAZZAB A., ATTALA M, HAFIANE M. : Etude comparative des schémas d'éléments finis appliqués aux écoulements unidimensionnels à surface libre, Larhyss journal, ISSN 1112-3680, Nº4, Juin 2005, PP.91-105.

[4] KHELIFA Z. : Etude dynamique et de stabilité d'un barrage-poids en béton (Cas du barrage de Oued Fodda, wilaya de Chlef), Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida, Septembre 2007.

[5] MARCHE C. : Barrages, crues de rupture et protection civile, Presses internationales Polytechniques, Montreal, 2004

[6] PAQUIER A., TANGUY J.M, HAIDER S., ZHANG B. : Estimation des niveaux d'inondation pour une crue éclair en milieu urbain : Comparaison de deux modèles hydrodynamiques sur la crue de Nimes d'Octobre 1988, REVUE DES SCIENCES DE L'EAU, Rev. Sci.Eau 16 /(2003), PP . 911-934

[7] SHI Y., Résolution numérique des équations de Saint-Venant par la technique de projection en utilisant une méthode des volumes finis dans un maillage non structuré, Thèse doctorale,Université de Caen Basse Normandie, Novembre 2006.

# ANNEXE 1







Figure 4 : Variation des cotes d'eau le long de la vallée

Hauteur d'eau (m)







Figure 6 : Variation des hauteurs d'eau le long de la vallée







Figure 8 : Variation des débits d'eau le long de la vallée



Figure 9 : Variation des viteses d'eau le long de la vallée



Figure 10 : Variation des vitesses d'eau le long de la vallée

Temps (min)



Figure 11 : Variation des temps d'arrivée de l'eau le long de la vallée



Figure 12 : Variation des temps d'arrivée de l'eau le long de la vallée