



Université
de Toulouse

THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Institut National Polytechnique de Toulouse (INP Toulouse)

Discipline ou spécialité :

Hydrologie, Hydrochimie, Sols, Environnement

Présentée et soutenue par :

M. MOHAMED GHARBI

le lundi 1 février 2016

Titre :

ETUDE DES CRUES ET DU TRANSPORT SEDIMENTAIRE ASSOCIE -
APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE LA MEDJERDA

Ecole doctorale :

Sciences de l'Univers de l'Environnement et de l'Espace (SDUEE)

Unité de recherche :

Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (I.M.F.T.)

Directeur(s) de Thèse :

M. DENIS DARTUS

MME AMEL SOUALMIA

Rapporteurs :

M. ABDELALI TERFOUS, INSA STRASBOURG

M. KHEMAIES ZAYANI, UNIVERSITE DE CARTHAGE

Membre(s) du jury :

M. FRANÇOIS CHARRU, UNIVERSITE TOULOUSE 3, Président

M. DENIS DARTUS, INP TOULOUSE, Membre

Mme AMEL SOUALMIA, INSTITUT NATIONAL AGRONOMIQUE DE TUNISIE, Membre

À ma mère,

Remerciements

Je tiens à dédier ces quelques mots aux gens sans qui je n'aurai pas vécu cette aventure.

Avant toute chose, je voudrais remercier toutes les personnes qui ont apporté à la qualité scientifique de cette thèse. Je remercie également les rapporteurs qui ont accepté d'examiner ce manuscrit, ainsi que les membres du jury, qui ont donné de leur temps et efforts et ont accepté de juger ce travail.

J'aimerais exprimer de façon toute particulière mes reconnaissances et mes profondes gratitude à mes directeurs de thèse Madame Amel Soualmia pour le temps et le suivi de qualité qu'elle m'a consacré, ainsi que les conseils et suggestions pédagogiques qu'elle m'a consacrés tout le long de ce travail, Monsieur Denis Dartus pour son accueil dans son équipe à l'IMFT, et pour son large esprit de coopération et puis particulièrement pour le suivi de mon travail pour ses conseils et remarques pertinentes. Merci pour votre confiance, vos conseils précieux, votre soutien, vos encouragements, qui m'ont permis de mener à bien mes études.

Je me dois également d'adresser mes remerciements particuliers au Professeur Lucien Masbernat. Les mots sont insuffisants pour le remercier, pour son aide, son humanisme, ses conseils et suggestions scientifiques fertiles. Il n'a épargné aucun effort pour me prêter main-forte et m'orienter avec ses interventions et ses conseils salutaires d'idées fécondes.

Je tiens à remercier d'une façon particulière Madame Pascale Laurens et Monsieur Jacques Chorda, pour l'intérêt qu'ils ont prêté à mon travail, leurs suivis de très près de l'exécution de mon travail ; et pour leurs humanismes et vigilance témoignée tout au long de mes séjours à l'IMFT.

Je tiens à remercier aussi le directeur de l'institut de mécanique des fluides de Toulouse Professeur François Charru pour son accueil et ses encouragements.

Pendant ces trois années, j'ai eu l'opportunité de faire de l'enseignement à l'Institut national agronomique de Tunisie (INAT). Je remercie également le directeur de l'INAT, Professeur Mahmoud Elies Hamza pour ses encouragements, ainsi que tous mes enseignants de l'INAT.

Je tiens aussi à remercier le Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique en Tunisie pour le financement de mes séjours scientifique en France, et d'avoir pensé à aider les jeunes chercheurs surtout ayant la volonté mais dépourvus des moyens.

Un soutien financier pour cette étude a été fourni par Campus-France en Tunisie. J'aimerais bien adresser mes vifs et mes sincères remerciements à Campus France et à toute son équipe pour leur collaboration dans la promotion des échanges scientifiques entre les deux pays. Je vous souhaite beaucoup de rayonnement et de succès.

Mes remerciements vont également aux membres de l'équipe de recherche du laboratoire Science et technologie de l'eau de l'INAT (LSTE). Salut aux camarades doctorants du groupe (Slim Housseem Talbi, Mabrouka Morri, Manel Jouini, et Héla Romdhane) qui tous sans exception, m'ont assuré soutien et encouragement.

Un grand merci à mes amis pour avoir su me supporter jour après jour, m'appuyer dans mes moments de faiblesse.

Je tiens également à remercier chaleureusement l'ensemble des membres de l'équipe HYDROECO, qui ont toujours été présents pour répondre à mes interrogations scientifiques.

Je remercie finalement toutes les personnes qui m'ont permis d'aller au bout de ce travail et je présente mes excuses à toutes celles que j'ai oubliées.

RÉSUMÉ

En Tunisie, les problèmes d'inondation et de transport sédimentaire se posent de façon critique, en particulier au niveau du bassin versant de la Medjerda. En effet, depuis la mise en service du barrage Sidi Salem (1981) sur le bassin de la Medjerda, des modifications du régime d'écoulement en aval sont apparues sous la forme d'une diminution de la débitance. Cette diminution a eu pour conséquence d'abaisser la capacité de l'Oued à transporter les sédiments et de favoriser leur dépôt. Ceci a entraîné un engraissement du lit, et par conséquent, une occurrence accrue des inondations. Le recours à la modélisation numérique s'avère nécessaire pour mieux comprendre ce risque.

Une première partie de ce travail se rapporte à une étude expérimentale menée au niveau d'une installation expérimentale de l'Institut National Agronomique de Tunisie (INAT). L'objectif est de visualiser l'évolution morphologique du fond d'un canal constitué de sable fin sous l'effet d'un écoulement permanent à faible pente. Des simulations numériques ont été effectuées avec différentes lois de transport solide par charriage sur des données expérimentales. L'objectif est de vérifier l'applicabilité de ces lois pour la prédiction de la capacité du transport solide par charriage. Des tests de l'effet du diamètre des matériaux sur la variation du taux de sédiments transportés ont été réalisés. Enfin, des simulations avec différentes formules disponibles sous SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D ont été effectuées, pour prédire l'évolution de la couche de sable fin dans le canal.

Dans une seconde partie, des simulations de la Medjerda avec des modèles hydrauliques 1D et 2D ont été réalisées. Ces simulations ont concerné les crues récentes pour lesquelles des données sont disponibles, en particulier la crue spectaculaire de janvier 2003, et la crue la plus récente survenue en février 2012. Dans un premier temps, des simulations numériques 1D ont été réalisées via les deux logiciels MIKE 11 et HEC RAS afin de contrôler le comportement de la ligne d'eau lors de ces crues. Dans un second temps, des modélisations hydrauliques bidimensionnelles 2D via le code TELEMAC 2D ont été effectuées ; le but était de déterminer l'étendue de la crue et d'identifier les zones sensibles à l'inondation.

La dernière partie de ce travail porte sur l'étude du transport sédimentaire au niveau de la Medjerda. Dans un premier temps, une modélisation unidimensionnelle (1D) du transport solide total lors de la crue de 2003 le long de la moyenne vallée de la Medjerda. Une analyse de l'influence des quantités de matériaux transportés lors des crues sur l'évolution géomorphologique de la Medjerda a été faite. Dans un second temps, une modélisation bidimensionnelle (2D) du transport solide a été réalisée en utilisant SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D. Enfin, une nouvelle approche de calcul du transport sédimentaire par charriage, basée sur le modèle d'érosion-dépôt de Charru, (2006) a été testée. À l'issue de ce travail, une étude comparative entre les différents résultats obtenus, pour vérifier la validité de ces approches pour le cas de la Medjerda, a été effectuée.

Mots-clés : Oued Medjerda, Crue, Hydrodynamique ; Transport des Sédiments ; Morphologie de la Medjerda ; Modélisation ; Simulation ; Charriage ; Erosion ; Dépôt.

ABSTRACT

In Tunisia, the problem of floods and sediment transport is critically arising, especially in the Medjerda watershed. Since the construction of Sidi Salem dam, there is a remarkable morphological change, especially on the downstream side. We note a gradual enhancement of the river bed in the downstream direction and therefore, increased occurrence of floods. So, the use of numerical modeling is needed to better understand this risk.

An experimental study carried out in a rectangular inclinable flume at the National Institute of Agronomy of Tunisia (INAT). The aim is to visualize the morphological evolution of the channel bottom consisting of fine sand under permanent flow. In the first part, a comparative analysis was conducted between bed load transport rates models with experimental data. The objective is to test the applicability of these laws for predicting the bed load transport rate. Then, several simulations were conducted in order to check the grain size effect on the sediment transport capacity. After that, we are interested in the study of the morphological evolution in rivers. It was performed through numerical modeling using SISYPHE coupled with TELEMAC 2D. The aim is to analyze the morphological changes in the channel bottom.

In the second part, several simulations have been conducted between 1D and 2D hydraulic models. These simulations concerned the recent floods for which data are available, especially the flood in January 2003 and the latest floods occurred in February 2012. Initially, a 1D hydraulic model using the MIKE 11 and HEC RAS software was performed in order to control the behavior of the water line profile during these floods. Secondly, a two-dimensional hydraulic model was conducted using the code TELEMAC 2D in order to determine flood extent and to identify flood sensitive areas.

The last part of this work will focus on the study of sediment transport in the Medjerda river. Initially, we conducted a one-dimensional modeling (1D) of the total sediment transport along the middle valley of the Medjerda river. An analysis of the influence of the amounts of the materials transported by the Medjerda during flood was performed to determine their effects on the river morphological evolution. Secondly, a two-dimensional modeling was performed (2D) of sediment transport using the code SISYPHE coupled with TELEMAC 2D was also performed. The bed load transport mode is only considered here, in order to check its effects on river morphological changes. In addition, we opted for a new approach to calculation of bed load sediment transport model based on the erosion-deposition Charru (2006). At the end of this work, a comparative study between the different results to see the validity of this new approach to the case of Medjerda was considered.

Keywords : Medjerda River, Flood, Hydrodynamic ; Sediment Transport ; River Morphology ; Modeling ; Simulation ; Bed Load ; Erosion ; Deposition.

Table des matières

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

Chapitre 1

Crués, hydraulique fluviale et transport sédimentaire

1. Introduction	5
2. Les rivières et les crués.....	5
3. Hydraulique fluviale.....	6
3.1. Équations de Navier Stokes.....	7
3.2. Équations de Reynolds	7
3.3. Modèles de turbulence	9
3.4. Équations de Barré de Saint Venant.....	10
3.4.1. Hypothèses et approximation	10
3.4.2. Modèle de Saint Venant 2D	11
3.4.3. Modèle de Saint Venant 1D	14
3.4.4. Simplification des équations de Saint Venant.....	14
4. Transport sédimentaire.....	15
4.1. Bibliographie	16
4.1.1. Les modèles numériques en hydraulique fluviale	17
4.1.2. Modèles à plusieurs classes granulométriques.....	18
4.1.3. Étude de l'influence de la géométrie des canaux	18
4.1.4. Étude de l'influence de la turbulence et de la rugosité.....	19
4.1.5. Étude des formations de fond : les dunes et les rides.....	19
4.2. Notions classiques de transport solide	20
4.2.1. Diamètre d'une particule	20
4.2.2. Vitesse de sédimentation ou de chute	20
4.2.3. Vitesse de frottement.....	21
4.2.4. Contrainte de cisaillement.....	22
4.2.5. Nombre de Shields	23
4.2.6. Nombre de Shields critique	24
4.2.7. Capacité de transport.....	27
4.2.8. Propriétés des sédiments	27

4.3. Transport sédimentaire dans les rivières	28
4.3.1. Mode de transport Solide	28
4.3.2. Moyens de mesures des débits solides	29
4.4. Dynamiques des rivières	30
4.5. Évolution morphologique des rivières	32
4.5.1. Les formes du fond.....	33
4.6. Modélisation du transport de sédiments.....	34
4.6.1. Transport de sédiments en suspension	36
4.6.2. Transport de sédiments par charriage.....	39
4.6.3. Modélisation de l'évolution morphologique des rivières.....	42
4.7. Nouvelle approche de calcul du transport solide par charriage.....	43
4.7.1. Modèle d'érosion-déposition Charru (2006).....	44
4.7.2. Modélisation de la vitesse des particules : U_p	44
4.7.3. Modélisation du taux d'érosion : \dot{n}_e	45
4.7.4. Modélisation du taux de déposition : \dot{n}_d	45
4.7.5. Loi empirique de Lajeunesse.....	45
5. Conclusion	46

Chapitre 2

Simulations du transport sédimentaire par charriage - Application à des données expérimentales de laboratoires

1. Introduction	49
2. Simulations du transport sédimentaire par charriage.....	49
2.1. Contexte et enjeux.....	49
2.2. Données expérimentales.....	50
2.2.1. Expérience de Lajeunesse et al. (2010).....	51
2.2.2. Expérience de Sequeiros et al. (2010).....	52
2.2.3. Expérience de Recking (2006)	52
2.3. Résultats	54
2.3.1. Tests de loi de Lajeunesse et al. (2010)	54
2.3.3. Effets de la taille des particules sur le transport de fond.....	58
3. Étude expérimentale et simulations sur l'évolution morphologique du fond	59
3.1. Protocole expérimental.....	59
3.1.1. Dispositif expérimental	59

3.1. Matériels et méthodes.....	61
3.1.1. TELEMAC 2D	62
3.1.2. SISYPHE.....	63
3.2. Mise en œuvre du modèle numérique	63
3.3. Résultats	64
3.3.1. Évolution de l'érosion le long du canal.....	64
3.3.2. Évolution morphologique du fond d'un canal.....	67
3.3.3. Application du modèle d'érosion-déposition de Charru (2006).....	70
4. Conclusion	75

Chapitre 3

Modélisations hydrauliques et transport sédimentaire associé

« Cas de la Medjerda »

1. Introduction	77
2. Présentation de la Medjerda.....	78
2.1. Localisation du bassin versant de la Medjerda.....	78
2.2. Présentation de la zone d'étude	79
2.3. Caractéristiques physiques	79
2.3.1. Pédologie.....	80
2.4. Caractéristiques hydrologiques	81
2.4.1. Régime hydrologique	81
2.4.2. Conditions climatiques.....	82
2.4.3. Historiques des crues.....	82
2.5. Ouvrages hydrauliques.....	83
2.5.1. Barrage Sidi Salem.....	83
2.5.2. Barrage Laâroussia.....	85
2.5.3. Les ponts	85
2.6. Conclusion.....	86
3. Modélisations hydrauliques de la Medjerda	87
3.2. Modélisations hydrauliques unidimensionnelles.....	87
3.2.1. Contexte et enjeux.....	87
3.2.2. Matériels et méthodes.....	88
3.2.3. Calage et validation du modèle	89
3.2.4. Résultats et discussions	91

3.3. Modélisations hydrauliques bidimensionnelles 2D.....	97
3.3.1. Contexte et enjeux.....	97
3.3.2. Mise en œuvre d'un modèle hydraulique 2D.....	97
3.3.3. Calage et validation.....	100
3.3.4. Résultats et Discussions.....	100
3.4. Analyse comparative entre la modélisation hydraulique 1D et 2D.....	103
3.4.1. Hydrogrammes de crue 2003.....	104
3.4.2. Ligne d'eau.....	105
3.4.3. Cartes d'inondation.....	106
3.5. Conclusion.....	107
4. Modélisations du transport sédimentaire de la Medjerda.....	108
4.1. Modélisations unidimensionnelles du transport solide.....	108
4.1.1. Contexte et enjeux.....	109
4.1.2. Matériels et méthodes.....	109
4.1.3. Caractérisation des sédiments de la Medjerda.....	110
4.1.4. Modélisation et simulation.....	113
4.1.5. Résultats et discussion.....	114
4.2. Modélisations bidimensionnelles du transport sédimentaire.....	119
4.2.1. Contexte et enjeux.....	119
4.2.2. Matériels et démarche.....	121
4.2.3. Analyse et interprétation des résultats.....	122
4.3. Analyse comparative des modélisations 1D et 2D.....	128
4.3. Conclusions.....	130
5. Application et test du modèle de base d'érosion-déposition.....	132
5.1. Contexte et enjeux.....	132
5.2. Résolution du modèle d'érosion-déposition.....	133
5.3. Résultats et Discussion.....	133
5.4. Analyse comparative.....	136
5.5. Conclusions.....	138
Conclusions générales.....	141
Références Bibliographiques.....	149
Annexe.....	161

Table des figures

Figure 1.1 :	Notation et géométrie du canal.....	6
Figure 1.2 :	Exemple des quatre différentes ondes de translation (Manœuvre d'une vanne dans un canal).....	11
Figure 1.3 :	Vitesse de chute.....	16
Figure 1.4 :	Vue schématique de la géométrie du bilan de forces sur la colonne d'eau de hauteur H et largeur B, s'écoulant sur une pente d'angle θ	17
Figure 1.5 :	Mise en mouvement d'un grain dans un cours d'eau.....	19
Figure 1.6 :	Diagramme de Shields fonction du nombre de Reynolds.....	20
Figure 1.7 :	Diagramme de Shields : le paramètre de début de mouvement des particules τ et le paramètre de mobilité (D^*).....	21
Figure 1.8 :	Différents modes de transport solide en rivière.....	24
Figure 1.9 :	Helley-Smith.....	26
Figure 1.10 :	Bouteille de Delft.....	26
Figure 1.11 :	Diagramme de Hjulstrom : lois d'érosion et de déposition des sédiments	27
Figure 1.12 :	Évolution morphologique des rivières dans le monde	28
Figure 1.13 :	Configuration de l'écoulement dans un canal.....	31
Figure 1.14 :	Profil de vitesse, de concentration et du transport solide en suspension, écoulement dans un canal.....	32
Figure 1.15 :	Schéma des flux de particules dans une bande de la couche mobile de longueur dx et de largeur unité.....	40
Figure 2.1 :	Schéma du dispositif expérimental de Lajeunesse et al. (2010).....	46
Figure 2.2 :	Schéma du dispositif expérimental de Sequeiros et al. (2010).....	47
Figure 2.3 :	Dispositif expérimental de Recking (2006).....	48
Figure 2.4 :	Les différents équipements associés au canal.....	48
Figure 2.5 :	Évolution du transport sédimentaire en fonction du nombre de Shields (D'après les données expérimentales de Lajeunesse et al., 2010).....	49
Figure 2.6 :	Évolution du transport de sédiments en fonction du nombre de Shields	51

	(D'après les données expérimentales de Recking (2006)).....	
Figure 2.7 :	Évolution du transport de sédiments en fonction du nombre de Shields (D'après les données expérimentales de Sequeiros et al., 2010).....	52
Figure 2.8 :	Influence du diamètre des particules sur le taux de transport solide par charriage.....	54
Figure 2.9 :	Dispositif expérimental du petit canal de l'INAT.....	56
Figure 2.10 :	Vue de face du dispositif expérimental dans le grand canal de l'INAT	56
Figure 2.11 :	Évolution de l'érosion calculée par 4 Modèles : Einstein (1950), Fernandez-Luque (1976), Van Rijn (1984), et Charru et al. (2004).....	60
Figure 2.12 :	Évolution de l'érosion simulée par différents modèles à t = 15 min.....	61
Figure 2.13 :	Évolution du taux d'érosion (n_e^*) en fonction du nombre de Shields à t=15 min.....	62
Figure 2.14 :	Photo prise à la fin des essais expérimentaux.....	62
Figure 2.15 :	Evolution de la ligne d'eau en fonction de l'évolution de la couche de sable.....	63
Figure 2.16 :	Évolution de la morphologie de la couche de sable au cours du temps.....	63
Figure 2.17 :	Évolution de la morphologie de la couche de sable simulée par différents modèles de transport sédimentaire par charriage à t = 15 min	65
Figure 2.19 :	Évolution de la vitesse de déplacement des particules.....	67
Figure 2.20 :	Évolution des taux de déposition et d'érosion des particules	68
Figure 2.21 :	Évolution du transport sédimentaire par charriage calculé par différents modèles.....	69
Figure 2.22 :	Évolution du transport sédimentaire par charriage (q_b^*) en fonction du nombre de Shields (τ^*).....	70
Figure 3.1 :	Les trois sous-bassins de la Medjerda.....	74
Figure 3.2 :	Localisation du bassin versant de la Medjerda.....	75
Figure 3.3 :	Modèle numérique de terrain de la moyenne vallée de la Medjerda élaboré dans la présente étude.....	76
Figure 3.4 :	Carte pédologique de la moyenne vallée de la Medjerda.....	77
Figure 3.5 :	Vue du barrage Sidi Salem et de sa centrale hydroélectrique.....	80

Figure 3.6 :	Barrage Laâroussia.....	81
Figure 3.7 :	Localisation des profils en travers dans la moyenne vallée de la Medjerda.....	84
Figure 3.8 :	Hydrogrammes mesurés à la sortie du barrage Sidi Salem, station Slouguia et Oued Siliana du 10/01/2003 au 11/02/2003.....	86
Figure 3.9 :	Hydrogrammes de la crue de février 2012 mesurés à la sortie du barrage Sidi Salem et à la station Slouguia.....	87
Figure 3.10 :	Simulations de la crue de 2003, par HEC RAS (1D) et MIKE 11 (1D), station Slouguia.....	87
Figure 3.11 :	Test de sensibilité de la rugosité sur le limnigramme au niveau de la station Slouguia, crue 2003.....	90
Figure 3.12 :	Profil en long de la ligne d'eau de la Medjerda par MIKE 11 (1D), crue 2003.....	90
Figure 3.13 :	Simulations de la crue de 2012 par MIKE 11, station Slouguia.....	90
Figure 3.14 :	Évolution de la ligne d'eau du barrage Sidi Salem jusqu'à la station Slouguia, crue de 2012.....	91
Figure 3.15 :	Carte d'inondation de la Medjerda crue de 2012, par HEC-GeoRAS de Sidi Salem jusqu'à la station Slouguia.....	92
Figure 3.16 :	Localisation de la zone d'étude : barrage Sidi Salem - station Slouguia	94
Figure 3.17 :	Maillage et Conditions aux limites.....	94
Figure 3.18 :	Bathymétrie de la Medjerda : De Sidi Salem à la station Slouguia	95
Figure 3.19 :	Comparaison de deux profils en travers par TELEMAC 2D au niveau de la station Slouguia.....	96
Figure 3.20 :	Débits observés et simulés par TELEMAC 2D à Slouguia, crue 2003	97
Figure 3.21 :	Évolution de la hauteur d'eau de Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003.....	98
Figure 3.22 :	Variation de la vitesse simulée par TELEMAC 2D de Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003.....	98
Figure 3.23 :	Évolution de la hauteur d'eau au cours du temps, station Slouguia, crue 2003, TELEMAC 2D.....	99
Figure 3.24 :	Débit observé et simulé au niveau de la station Slouguia, crue 2003	100
Figure 3.25 :	Comparaison des lignes d'eau obtenues par les différents modèles du barrage Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003.....	101

Figure 3.26 :	Carte d'inondation de la moyenne vallée de la Medjerda, crue 2003, HEC GeoRAS.....	102
Figure 3.27 :	Carte d'inondation de la moyenne vallée de la Medjerda, crue 2003, TELEMAC 2D.....	102
Figure 3.28 :	Configuration de l'écoulement.....	106
Figure 3.29 :	Courbes granulométriques des sédiments de Slouguia.....	107
Figure 3.30 :	Évolution de la granulométrie de la Medjerda, station Slouguia	108
Figure 3.31 :	Mesures des débits et de la matière en suspension (MES), crue 2003...	109
Figure 3.32 :	Évolution de la concentration de sédiments à la station Slouguia par HEC RAS, crue 2003.....	111
Figure 3.33 :	Évolution morphologique a différentes sections transversales (CS8, CS17, Tastour, et Slouguia), crue 2003.....	113
Figure 3.34 :	Évolution géomorphologique du profil longitudinal de la Medjerda HEC RAS, crue 2003.....	114
Figure 3.35 :	Bathymétrie de la moyenne vallée de la Medjerda (de Sidi Salem à la station Slouguia), crue 2003.....	116
Figure 3.36 :	Maillage de la Medjerda.....	116
Figure 3.37 :	Couplage et échange d'informations entre modèle hydraulique et le transport des sédiments.....	117
Figure 3.38 :	Évolution du transport en suspension, par charriage et total, allant du barrage Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003, TELEMAC 2D-SISYPHE.....	119
Figure 3.39 :	Simulations du taux de transport par charriage (q_b), allant de barrage Sidi Salem à la station Slouguia, TELEMAC 2D-SISYPHE, crue 2003.....	120
Figure 3.40 :	Évolution géomorphologique du profil longitudinal de la Medjerda crue de 2003 sur un tronçon de 1 km par TELEMAC 2D-SISYPHE.....	121
Figure 3.41 :	Comparaison entre plusieurs profils en travers durant la crue de 2003 TELEMAC 2D-SISYPHE.....	122
Figure 3.42 :	Évolution géomorphologique du profil longitudinal de la Medjerda entre le barrage Sidi Salem et la station Slouguia par TELEMAC 2D-SISYPHE.....	123

Figure 3.43 :	Comparaison des taux de transport de sédiments, station Slouguia, crue 2003.....	124
Figure 3.44 :	Évolution d'une section transversale simulée par HEC RAS (1D), et TELEMAC 2D-SISYPHE, crue 2003.....	125
Figure 3.45 :	Évolution de la vitesse de déplacement des grains calculée tout le long de la Medjerda lors de la crue 2003	130
Figure 3.46 :	Évolution des taux d'érosion et de déposition des particules calculée par TELEMAC 2D, crue 2003.....	130
Figure 3.47 :	Évolution du taux de transport solide par charriage (q_b) par TELEMAC-CHARRU, allant du barrage Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003.....	131
Figure 3.48 :	Évolution du taux de transport solide par charriage (q_b) par TELEMAC-Charru et TELEMAC-SISYPHE, station Slouguia, crue 2003.....	132
Figure 3.49 :	Comparaison de la capacité des sédiments charriés calculée par deux méthodes.....	133
Figure 3.50 :	Localisation du bassin versant de la Medjerda (Gharbi, 2011).....	143
Figure 3.51 :	Localisation des zones de curage (2015).....	144
Figure 3.52 :	Section transversale avant curage pour le débit de $350 \text{ m}^3/\text{s}$	144
Figure 3.53 :	Section transversale après curage pour le débit de $350 \text{ m}^3/\text{s}$	144
Figure 3.54 :	Profil en long de la ligne d'eau avant et après curage pour un débit $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$	145

Liste des tableaux

Tableau 1.1 :	Modèle de transport de sédiments en suspension.....	39
Tableau 1.2 :	Modèles les plus utilisés pour le transport de sédiments par charriage (q_b).....	41
Tableau 1.3 :	Domaine d'application des lois de transport par charriage.....	41
Tableau 2.1 :	Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire de Lajeunesse et al (2010)	54
Tableau 2.2 :	Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire de Recking (2006).....	55
Tableau 2.3 :	Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire Sequeiros et al. (2010).....	56
Tableau 2.4 :	Formulations les plus utilisées pour le calcul de la capacité d'érosion.....	61
Tableau 2.5 :	Comparaison des volumes de sable érodés (%) par les différents modèles.....	68
Tableau 3.1 :	Débits de pointe enregistrés lors des crues.....	81
Tableau 3.2 :	Caractéristiques de différents barrages sur le bassin versant de la Medjerda.....	82
Tableau 3.3 :	Caractéristiques des ponts entre les 2 barrages Sidi Salem et Laâroussia.....	84
Tableau 3.4 :	Evaluation des résultats des simulations, crue 2003.....	91
Tableau 3.5 :	Critères d'évaluation des hydrogrammes.....	103
Tableau 3.6 :	Evaluation des résultats des simulations	104
Tableau 3.7 :	Variation de composition de sédiments en fonction du débit liquide.....	111
Tableau 3.8 :	Bilan de volume calculé des taux de sédiments de fond simulés par les différents modèles.....	123

Notations

U, V, W : Vitesses locales suivant (x, y, z) (m/s)

$\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}$: Vitesses moyennées de Reynolds suivant (x, y, z) (m/s)

u, v : Vitesses moyennées suivant la verticale dans la direction (x, y) (m/s)

\bar{u} : Vitesse intégrée dans la section transversale (m/s)

u_* : Vitesse de frottement (m/s)

U_p : Vitesse des particules en mouvement (m/s)

τ : Contrainte de cisaillement (N/m²)

τ^* : Paramètre de Shields

τ_c : Contrainte de cisaillement critique (N/m²)

τ_c^* : Paramètre de Shields critique.

T : Paramètre adimensionnel des contraintes de cisaillement

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

μ : Viscosité dynamique (Pa.s) ou (kg/m.s) avec $\nu = \mu / \rho$

Q : Débit liquide (m³/s)

h : Hauteur d'eau (m)

S : Section mouillée (m)

R_h : Rayon hydraulique (m)

I : Pente

J : Pente d'énergie

K_s : Coefficient de Strickler (m^{1/3}/s)

K_f : Coefficient de Strickler de grain

K'_s : Taille de grain de Nikuradse

P : Pression (Pa)

F : Force externe par unité de volume (m/s⁻²)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

D : Diamètre des particules (m)

D_{50} : Diamètre médian (m)

D^* : Diamètre adimensionnel

D_f : coefficient de diffusion

q_t : Transport solide total (m^2/s)
 q_s : Transport solide en suspension (m^2/s)
 q_b : Transport solide par charriage (m^2/s)
 q^* : Taux de transport solide adimensionnel
 V_s : Vitesse de chute ou de sédimentation (m/s)
 n : Nombre des particules en mouvement
 n_e : Capacité de l'érosion ($kg/m^2/s$)
 n_d : Capacité de déposition ($kg/m^2/s$)
 \dot{n}_e : Taux d'érosion (s^{-1})
 \dot{n}_d : Taux de déposition (s^{-1})
 C : Concentration de sédiments (g/l)
 C_f : Coefficient de frottement
 C_h : Coefficient de Chézy
 C_e : Célérité de l'onde (m/s)
 Z : Côte (d'eau ou de fond) (m)
 Z_s : Côte de la Surface (m)
 Z_b : Côte de fond (m)
 δ : Epaisseur (m)
 R : Densité relative avec $R = (\rho_s - \rho)/\rho$
 ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3)
 ρ_s : Masse volumique des sédiments (kg/m^3)
 κ : Constante de Von Karman
 p : Porosité
 r : Ratio ou Score (%)

Abréviation

CETMEF : Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales

DG.BGTH : Direction Générale des Barrages et des Grands Travaux Hydrauliques

DGRE : Direction Générale des Ressources en Eaux

EDF : Direction des Recherches et Développements

HEC RAS: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System

IMFT : Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse

INAT : Institut National Agronomique de Tunisie

INPT : Institut National Polytechnique de Toulouse

LMFA : Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique de Lyon

LNHE : Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement

LSTE : Laboratoire des Sciences et Technologies de l'Eau de l'Institut National Agronomique de Tunisie.

MARH : Ministère de l'Agriculture et des Ressources Hydrauliques

MES : Matière En Suspension

Mm³ : Million mètre cube

MIKE 11: A modeling system for rivers and channels

ONEMA : Office National de l'Eau et des Milieux Aquatiques

TELEMAC: Integrated suite of solvers for use in the field of free-surface flow

Introduction générale

L'hydraulique fluviale est l'une des plus anciennes sciences explorées par l'homme (CETMF, 2001). Elle s'avère fondamentale pour la compréhension, l'aménagement des paysages et le traitement des problèmes rencontrés dans les rivières, notamment le problème de transport sédimentaire. Elle s'intéresse aussi à la propagation des écoulements dans les rivières ainsi que leurs évolutions au cours du temps et dans l'espace. En effet, les rivières constituent un système dynamique complexe, dont la complexité réside dans l'interaction permanente d'une large variété de phénomènes, en particulier la variabilité des débits entrants, des matériaux transportés et de la morphologie des rivières (Roche et al., 2012). C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail se rapportant à l'étude des crues et du transport sédimentaire associé, au niveau de l'Oued Medjerda.

Pour tous les pays autour de la Méditerranée, se pose le problème des inondations. En Tunisie, ces problèmes se situent surtout pour le bassin versant de la Medjerda. En effet, depuis la mise en service du barrage Sidi Salem (1981), des modifications du régime d'écoulement en aval sont apparues se traduisant par la diminution de la débitance. Cette diminution a pour conséquence de baisser la capacité de l'Oued à transporter les sédiments et favoriser leurs dépôts, d'où un engraissement du lit de l'Oued (Daoud et al., 2009). La diminution de la débitance, résultant de ces phénomènes, n'est pas due à un apport solide supplémentaire, mais aux quantités de sédiments piégés par le barrage. Une conséquence directe est l'augmentation du risque d'inondation. Depuis la construction du barrage, le débit de débordement a globalement diminué, mais la modification du lit de l'Oued Medjerda laisse craindre un risque d'inondation majeur.

Plusieurs travaux ont été réalisés sur l'étude de l'hydrodynamique de la Medjerda (Rodier et al., 1981 ; Habaieb, 1992 ; Nippon et al., 2009 ; Hammami, 2011 ; Djebbi, 2012 ; Gharbi et Soualmia, 2012a ; Talbi et al., 2015 ; Soualmia and Gharbi, 2013), afin de modéliser les crues les plus importantes survenues au niveau du bassin versant de la Medjerda. Alors que les études sur la modélisation du transport sédimentaire sur le bassin de la Medjerda sont rares et incomplètes. Les travaux effectués sont rares et très anciens, par exemple : le travail de Claude et al. (1977), la thèse de Ben Mammou, (1998), quelques travaux effectués dans le cadre d'études d'ingénieries et de projet de Mastère (Azizi, 2008). Plusieurs obstacles à la modélisation tels que : le manque de données se rapportant aux quantités de sédiments transportées, ou l'absence des moyens de mesures sophistiqués de transport de sédiments dans les rivières. Les appareils de mesures sont coûteux. Les mesures nécessitent une grande technicité et beaucoup de temps.

Une étude expérimentale a été menée au niveau d'une installation expérimentale au Laboratoire Sciences et Technologie de l'Eau (LSTE) de l'Institut National Agronomique de Tunisie (INAT). L'objectif est de visualiser l'évolution morphologique du fond d'un canal constitué de sable fin sous l'effet d'un écoulement permanent uniforme à faible pente. Une première partie de notre travail s'est rapportée à l'étude des différentes lois de transport solide par charriage, avec des données d'expériences in-vitro issues de la littérature, en particulier celles de Lajeunesse et al. (2010). Une étude comparative des différentes lois empiriques de transport solide par charriage a été effectuée. Ces comparaisons visent d'une part la vérification et la critique de ces différentes lois, puis la mise en relief de l'effet du diamètre (de 1 μm à 2000 μm) des matériaux (du limon-argile au sable grossier) sur la capacité de

transport solide. Des simulations numériques avec différents modèles de transport solide par charriage sous le code SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D sont réalisées. Notre objectif est de modéliser l'évolution morphologique de la couche de sable dans le canal. Une analyse comparative des résultats issus des simulations numériques avec les données expérimentales sera effectuée afin de visualiser la fiabilité de l'approche de Charru (2006) vis-à-vis des autres formulations très répandues dans la prédiction de la capacité du charriage dans les cours d'eau (Gharbi et al., 2014a).

La deuxième partie de ce travail est consacrée à l'étude du cas réel de l'Oued Medjerda en Tunisie. Notre objectif principal est la modélisation des crues au niveau de l'Oued Medjerda par des simulations avec des modèles hydrauliques 1D et 2D. Ces simulations ont porté sur les crues récentes pour lesquelles des données sont disponibles, en particulier la crue spectaculaire de janvier 2003, et la crue plus récente survenue en février 2012. Dans un premier temps, les modélisations hydrauliques 1D sont menées avec les logiciels HEC RAS et MIKE 11 afin de contrôler le comportement de la ligne d'eau lors de ces crues. Dans un second temps, les modélisations hydrauliques bidimensionnelles sont menées avec le code TELEMAC 2D. Le but est d'évaluer l'étendue de la crue ainsi que les zones inondables. Une analyse comparative entre les modèles hydrauliques 1D et 2D a été réalisée afin de déterminer les avantages ainsi que les limites des différents modèles testés.

La troisième partie de ce travail porte sur l'étude du transport sédimentaire au niveau de la Medjerda. La modélisation du transport des sédiments en rivières est d'une grande importance, vu ses implications sur la faune et la flore et les conditions de vie de l'homme. Elle s'avère utile pour répondre aux problèmes des écoulements dans les rivières, tels que les écoulements turbulents dans les canaux alluviaux, les rugosités des lits mobiles, les processus de dépôts et d'érosion. La prédiction des quantités de sédiments transportées dans la rivière est difficile, vue la diversité de tous les paramètres intervenants (Van Rijn, 1993). La simulation et la prévision du comportement des rivières alluviales avec une certaine précision nécessitent le recours à la modélisation numérique pour représenter correctement les divers processus mis en jeu. Dans une première étape, une modélisation unidimensionnelle (1D) du transport solide total le long de la moyenne vallée de la Medjerda a été menée. Une analyse de l'influence des quantités de matériaux transportés par la Medjerda lors des crues sur l'évolution géomorphologique de la rivière a été réalisée. Dans une seconde étape, une modélisation du transport solide bidimensionnelle (2D) avec le code SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D a été menée.

La dernière partie de ce travail est consacrée à l'application du modèle d'érosion-déposition de Charru (2006), au niveau du même tronçon de la Medjerda. Plusieurs simulations ont été testées afin de calculer les taux de transport solide par charriage uniquement. Le but est de visualiser les impacts des déplacements des sédiments charriés par l'Oued lors de la crue de 2003 sur l'évolution morphologique de la Medjerda. À l'issue de ce travail, une étude comparative entre les différents résultats obtenus a été menée afin d'évaluer la validité de cette nouvelle approche pour le cas de la Medjerda ainsi que l'avantage de ce nouveau modèle dans la prévision du transport solide par charriage.

Ce manuscrit comprend cinq parties principales :

- L'introduction générale présente le contexte général de ce travail.
- Le premier chapitre donne quelques notions de base sur le phénomène de crue et du transport solide associé, ainsi que les différents modèles proposés dans la littérature pour la modélisation du transport sédimentaire dans les rivières en période de crue.
- Le second chapitre porte sur une étude comparative des différentes lois développées dans la littérature pour la quantification du transport solide par charriage dans les canaux.
- Le dernier chapitre est consacré à l'application des modèles hydrauliques et du transport solide, sur le bassin versant de la Medjerda.
- La partie conclusions et perspectives propose une synthèse des différents résultats obtenus ainsi que des perspectives de ce travail.

Chapitre 1

Crués, hydraulique fluviale et transport sédimentaire

1. Introduction

Les rivières sont des milieux hétérogènes et mobiles dans l'espace et dans le temps. Le bon fonctionnement du cours d'eau est à la base des services rendus par les écosystèmes (Forst, 2010). En rivière, il y a toujours une interaction pérennante entre une large variété des phénomènes (Roche et al., 2012). Le transport sédimentaire est parmi les agents influençant largement la morphologie des rivières. Les processus de transport de sédiments dans les cours d'eau dépendent à la fois des paramètres hydrauliques, des caractéristiques physiques des bassins versant et des propriétés de sédiments (Braud et al., 2013). La connaissance de ces paramètres est donc essentielle en hydraulique fluviale. Ce chapitre développe ces divers aspects.

Une première partie est consacrée à la description de la dynamique des rivières, des crues et des inondations, puis à la modélisation hydraulique, en particulier aux différents modèles de la mécanique des fluides (modèles de Navier Stokes, modèles de Saint Venant 2D et 1D, etc...) décrivant la propagation des écoulements dans les cours d'eau. La deuxième partie traite le transport sédimentaire dans les rivières. Dans un premier temps, une étude bibliographique des différents travaux réalisés pour la prévision du transport solide, en particulier, les nouvelles approches, les moyens de mesures, les caractéristiques des sédiments, est réalisée.

Dans un deuxième temps, une étude des évolutions morphologiques dans les rivières est menée via la description des différents types de reliefs pouvant apparaître sur le lit des cours d'eau. Enfin, les différentes méthodes proposées dans la littérature pour la quantification du transport solide dans les rivières sont évaluées. Plusieurs modèles ont été développés dans la littérature, tels que les modèles empiriques, conceptuels et numériques. L'objectif est donc de définir un modèle capable de prédire d'une manière fiable les quantités de sédiments transportés dans un cours d'eau.

Enfin, l'approche développée par Charru (2006), pour l'étude de l'évolution morphologique des rivières en écoulement turbulent, est abordée. Celle-ci, basée sur un modèle d'érosion et de dépôt des particules (Lajeunesse et al., 2010), permet d'asseoir la physique du transport par charriage à l'échelle des grains, dans le cas idéal d'un lit de sédiment composé d'une seule taille.

2. Les rivières et les crues

Les rivières renferment constamment les intérêts humains, que ce soient en termes de transport, ou en tant que ressource en eau ou en énergie (SIVT, 2013). Les rivières forment un système dynamique extrêmement complexe qui est soumis à des variations de grande ampleur, en particulier les précipitations qui sont jugées comme la cause fondamentale de ces fluctuations (Thual, 2008). À l'échelle des rivières, de nombreux phénomènes interagissent. En effet, le régime des écoulements dans les rivières dépend de plusieurs facteurs entre autres le climat, la pente du terrain, les couches géologiques traversées, la largeur du cours d'eau, ou la qualité de l'eau (CRDG, 2009). Parmi les paramètres hydrauliques caractérisant le régime d'écoulement dans les rivières, la hauteur d'eau, la vitesse et le débit (h , U , Q) sont importants. Les variations du débit des cours d'eau sont commandées essentiellement par les

changements climatiques, notamment les précipitations. En effet, une crue se forme lorsque l'intensité de l'averse dépasse l'infiltrabilité du sol et que la pente du terrain favorise le ruissellement. Des facteurs comme l'intensité des précipitations, la texture du sol, la déliquescence des agrégats sous l'effet des averses, le couvert végétal (interception), l'humidité du sol, la morphologie du terrain, la présence de substratum imperméable sub-affleurant conditionnent la genèse des crues. Il y a inondation quand les niveaux d'eau de la rivière dépassent la hauteur des berges, l'eau déborde alors dans la plaine, appelée également lit majeur (Malavoi et al., 2012). C'est un phénomène hydrologique de base. Une crue peut être considérée aussi comme une onde se propageant de l'amont à l'aval d'une rivière (Gharbi, 2011). En rivière, les choses ne sont pas aussi simples qu'un écoulement en canal : la rivière n'est pas régulière, les pentes sont localement plus fortes ou plus faibles, les lits sont plus complexes, les apports latéraux ne sont pas toujours négligeables, etc (Roche et al., 2012). Les modèles doivent prendre en compte ces différents niveaux de complexité. Pour remédier à cette situation, la modélisation numérique de l'hydrodynamique des rivières peut résoudre et donner des explications à plusieurs problèmes rencontrés en rivières.

3. Hydraulique fluviale

L'hydraulique fluviale est une science qui permet la compréhension, l'aménagement des canaux naturels ou artificiels à surface libre. En effet, la prévision des crues a une grande importance pour la gestion et l'aménagement de l'environnement ainsi que la prévention des risques (Jordan, 2007). La prévision des crues s'appuie sur le suivi de données hydrométriques (niveau et débit des cours d'eau) et anticipe l'évolution de la hauteur d'eau au moyen de calculs intégrant de nombreuses données (Armstrong, 2003). Le recours à la modélisation hydraulique peut remédier à ceci, et permet de déterminer l'évolution du débit dans le temps et l'espace ainsi que l'évolution de la vitesse dans le bief (Perumal et al., 2007). En hydraulique à surface libre, deux grandes familles de modèles sont distinguées ; les modèles issus de la mécanique des fluides, appelés modèles hydrodynamiques, dérivés du modèle complet de Saint Venant, et les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés modèles globaux ou conceptuels de type Muskingum par exemple (Abidi et al., 2015). Dans le cadre de notre étude, ces modèles hydrodynamiques sont utilisés permettant l'analyse de l'évolution morphologique d'un cours d'eau. Ce type de modèle se distingue sur trois points :

- Leur base explicative ainsi que les hypothèses qui les sous-tendent,
- Les données qu'ils nécessitent et leurs conditions de mise en œuvre.
- Leur fiabilité pour la description spatiale : du modèle 3D qui reproduit les conditions d'écoulement en trois dimensions, aux modèles 2D dès que les fluctuations verticales deviennent modérées, et voire 1D si les variations transversales sont elles-mêmes suffisamment progressives (Roche et al., 2012).

L'approche générale pour la modélisation des crues dans les rivières, s'appuie sur la mise en œuvre de logiciels résolvant les équations de Saint Venant 1D, obtenues par intégration dans la section d'écoulement, ou bien les équations de Saint Venant 2D obtenues par intégration selon la verticale entre le fond et la surface libre, ou bien par les équations de Reynolds avec le minimum d'hypothèses et de simplifications.

Avant d'établir les équations de base de l'hydraulique des écoulements permanents ou transitoires, il est indispensable de rappeler les équations qui régissent la mécanique des fluides classiques, en ne considérant ici que le cas de fluides à masse volumique constante (incompressible).

3.1. Équations de Navier Stokes

Les équations de Navier Stokes sont un système d'équations aux dérivées partielles non-linéaires qui décrivent le mouvement d'un fluide incompressible (densité constante) dans un milieu continu (Wu, 2002). Ce modèle comporte quatre équations :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + \frac{\partial U_i U_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (\tau_{ij}^{(v)} + \tau_{ij}^{(t)}) + F_i \quad (2)$$

Où :

- U_i ($i = 1, 2, 3$) sont les composantes de la vitesse
- P est la pression
- F_i inclut les forces extérieures par unité de volume
- ρ est la masse volumique de l'eau
- $\tau_{ij}^{(v)}$ est le champ des contraintes visqueuses, pour un fluide Newtonien
- $\tau_{ij}^{(t)}$ est le tenseur des contraintes turbulentes ou tenseur de Reynolds

3.2. Équations de Reynolds

Aux réalisations des champs instantanés $\psi(x, t)$ en tout point, est associée la moyenne temporelle :

$$\bar{\psi}(x, t) = \frac{1}{t_0} \int_t^{t+t_0} \psi(x, t') dt' \quad \text{avec} \quad t_1 \ll t_0 \ll t_2 \quad (3)$$

Où :

- t_0 est la période considérée qui doit être supérieure à la période de fluctuation turbulente.
- t_1 est le temps caractérisant les fluctuations lentes.
- t_2 est le temps caractérisant les fluctuations les plus lentes contrôlées par des forçages extrêmes.

Les champs instantanés sont décomposés en valeur moyenne et fluctuante, en posant :

$$U = \bar{U} + U' \quad \text{et} \quad P = \bar{P} + P' \quad (4)$$

D'après les règles de Reynolds :

$$\bar{U}' = 0 \quad \text{et} \quad \bar{P}' = 0 \quad (5)$$

En prenant la moyenne des équations (1) et (2) et en y introduisant la décomposition (4), les équations des champs moyens de vitesse et de pression ou les équations de Reynolds s'écrivent sous la forme :

$$\nabla \bar{U} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \bar{U}) + \nabla(\rho \bar{U} \bar{U}) = -\nabla \bar{P} + \left(\overline{\tau^{(v)}} + \tau^{(t)} \right) \rho g \quad (7)$$

Où

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \bar{U}_i) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho \bar{U}_i \bar{U}_j) = -\frac{\partial}{\partial x_i} \bar{P} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\overline{\tau_{ij}^{(v)}} + \tau_{ij}^{(t)} \right) + \rho g_i \quad (8)$$

Dans l'équation (8), $\overline{\tau_{ij}^{(v)}}$ est le champ moyen des contraintes visqueuses, qui s'écrit sous la forme :

$$\overline{\tau_{ij}^{(v)}} = \mu \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) \quad (9)$$

Où μ est la viscosité dynamique.

Dans l'équation (8), $\tau_{ij}^{(t)}$ est le tenseur des contraintes turbulentes ou tenseur de Reynolds donné par :

$$\tau_{ij}^{(t)} = -\rho \overline{U_i' U_j'} \quad (10)$$

Dans les équations de Reynolds (6) et (7), le champ des contraintes turbulentes, soient six champs scalaires, constitue des inconnues en surnombre pour que ces équations permettent de déterminer les champs de pression et de vitesses moyennes (Rodi, 1993). Le rôle des contraintes turbulentes est essentiel puisque celles-ci sont beaucoup plus grandes que les contraintes visqueuses, $\tau^{(t)} \gg \overline{\tau^{(v)}}$ à l'exception des sous-couches visqueuses très près des parois ou dans des zones de fort amortissement de la turbulence.

Dans ce cas-là, un problème de fermeture se pose où la principale difficulté réside dans la formulation adéquate du tenseur de Reynolds. Il faut alors faire appel à des modélisations physiques des termes $(-\rho \overline{U_i' U_j'})$ pour obtenir les équations complémentaires nécessaires : c'est la modélisation de la turbulence.

3.3. Modèles de turbulence

La moyenne dans le temps des équations de Navier Stokes conduit aux équations de Reynolds faisant apparaître le tenseur de Reynolds ; ce dernier nécessite des fermetures par des modèles de turbulence (Nezu and Rodi, 1986). En effet, la modélisation de la turbulence consiste à trouver des équations ou des relations algébriques supplémentaires pour fermer le problème (Chaput-Desrochers, 2013). Ces équations moyennées contiennent des termes de contraintes turbulentes, ou de diffusion turbulente, qui sont non négligeables, et constituent des inconnues supplémentaires (Bennis, 2008). Plusieurs modèles de turbulence sont disponibles :

- **Les modèles à zéro équation** : modèles simples qui emploient le concept de viscosité d'Eddy par des formules empiriques ou en relation avec la distribution de la vitesse moyenne.
- **Les modèles à une équation** : ils résolvent l'équation différentielle de transport pour calculer le transport des quantités de turbulence, et pour déterminer le lien entre l'échelle des fluctuations de vitesse et le gradient de la vitesse moyenne.
- **Les modèles à deux équations** : une description détaillée d'un exemple d'un modèle à deux équations est présentée ci-dessous.
- **Autres modèles** : il existe d'autres modèles de turbulence, tels que les modèles qui considèrent les équations de transport des tenseurs de Reynolds. Ces modèles sont adaptés à des géométries plus complexes et à des nombres de Reynolds plus élevés (Lévêque, 2015).

Il existe plusieurs modèles de turbulence à 2 équations, nous présentons ici le modèle de k-ε. Ce type de modèle est largement utilisé et donne souvent des résultats satisfaisants, de plus le modèle « k- ε » est inclus dans le code TELEMAC 2D utilisé pour nos simulations. Ce modèle résout directement les équations de transport de l'énergie cinétique et de sa dissipation ; Les paramètres « k » et « ε » sont des valeurs moyennées dans le temps (Wu et al., 2000). La loi de fermeture est basée sur l'hypothèse de Boussinesq exprimant le tenseur de Reynolds en fonction des gradients de vitesse :

$$\tau_{ij} = \rho \nu_t \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{i,j} \quad (i, j) \in (1,2) \quad (11)$$

Où τ_{ij} est le tenseur de Reynolds, et ν est la viscosité cinématique ($\nu = \mu/\rho$). Ces modèles à deux équations sont largement utilisés, ils remplacent l'échelle de longueur (utilisé dans le cas de modèle à une équation, celle de transport de k) par le taux de dissipation et supposent :

$$\nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (12)$$

Le système à résoudre est :

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial (U_j k)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P - \varepsilon \quad (13)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial (U_j \varepsilon)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P - c_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (14)$$

Avec :

- P est le terme de production de la turbulence
- $\sigma_\varepsilon, c_{\varepsilon 1}, c_{\varepsilon 2}, \sigma_k$ sont des coefficients. Rodi (1993) suggère une série de valeurs pour ces coefficients $\zeta_\varepsilon = 1.3, c_{\varepsilon 1} = 1.44, c_{\varepsilon 2} = 1.92, \zeta_k = 1.$

Le modèle k-ε utilisant ces valeurs est appelé un modèle standard de turbulence (Wu, 2000).

3.4. Équations de Barré de Saint Venant

Les équations de Saint Venant sont obtenues à partir de celles de Navier Stokes, en supposant que les vitesses verticales sont quasi nulles et que les variables peuvent être intégrées verticalement (Roche et al., 2012).

Soit un repère cartésien orthogonal (x, y, z), où x et y forment le plan horizontal et z représente l'axe vertical ascendant (Figure 1.1).

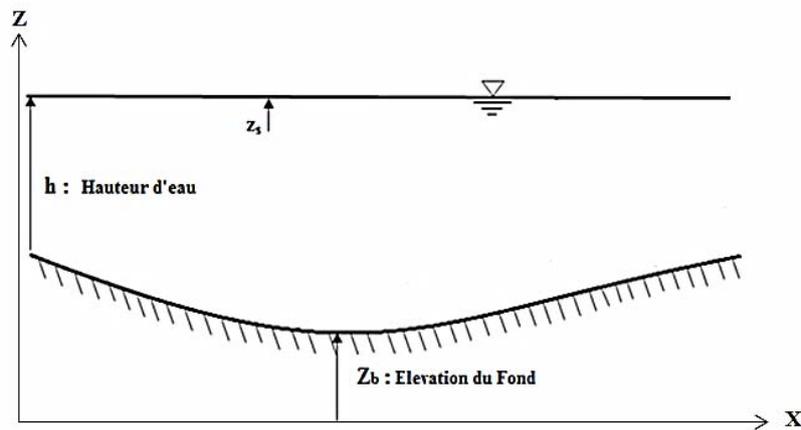


Figure 1.1 : Notation et géométrie du canal

3.4.1. Hypothèses et approximation

- *Vitesse verticale négligeable*

La vitesse verticale est négligée dans les équations de Saint Venant 2D car les accélérations verticales sont négligées (Hervouet, 2001).

- *Pression hydrostatique*

En écoulement parallèle ou quasi parallèle, le bilan de quantité de mouvement suivant l'axe vertical dans les équations de Navier Stokes conduit au résultat :

$$-\frac{\partial p}{\partial z} - \rho g = 0 \quad \text{avec} \quad p(x, y, z) = -\rho g z + \text{cte} \quad (15)$$

Pour $z = z_s$, la pression est égale à la pression atmosphérique prise comme origine ($P_a = 0$), d'où :

$$p(x, y, z) = \rho g(z_s - z) \quad (16a)$$

Donc la pression au fond est :

$$p = \rho g(z_s - z_b) = \rho gh \quad (16b)$$

Où

- z_b est la côte du fond
- z_s est la côte de la surface libre
- h est la hauteur de l'eau donné par $h = (z_s - z_b)$

- ***Hypothèse d'imperméabilité de la surface libre et du fond***

Il est supposé qu'il n'y a pas de transfert d'eau, ni par le fond, ni au niveau de la surface libre, et qu'une particule d'eau située sur l'une de ces deux interfaces y restera.

D'où :

- ***Au niveau de la surface de l'eau***

$$U(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} + V(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} + W(x, y, z_s) = \frac{\partial z_s}{\partial t} \quad (17)$$

- ***Au niveau du fond***

$$U(x, y, z_b) \frac{\partial z_b}{\partial x} + V(x, y, z_b) \frac{\partial z_b}{\partial y} + W(x, y, z_b) = \frac{\partial z_b}{\partial t} \quad (18)$$

3.4.2. Modèle de Saint Venant 2D

a. Principe

Dans de nombreux problèmes d'écoulements à surface libre, les équations d'écoulement varient peu dans la direction verticale de sorte que les équations d'écoulement à deux dimensions peuvent être utilisées (Wu, 2002). Cette forme des équations à deux dimensions est obtenue en intégrant les équations de Navier Stokes à densité constante et avec une pression hydrostatique selon la verticale (du fond vers la surface). Les composantes du vecteur vitesse intégrées selon la verticale sont données par :

$$u = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} U dz \quad (19)$$

$$v = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} V dz \quad (20)$$

b. Equation de continuité

L'intégration de l'équation de continuité selon la verticale donne :

$$\int_{z_b}^{z_s} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} \right) dz = 0 \quad (21)$$

En utilisant la règle de Leibnitz :

$$\begin{aligned} \int_{z_b}^{z_s} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} \right) dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_s} U dz - U(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} + U(x, y, z_b) \frac{\partial z_b}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} V dz - V(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} + V(x, y, z_b) \frac{\partial z_b}{\partial y} \\ &+ W(z_s) - W(z_b) = 0 \end{aligned} \quad (22)$$

En tenant compte de l'hypothèse de l'imperméabilité :

$$\frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + \frac{\partial z_s}{\partial t} + \frac{\partial z_b}{\partial t} = 0 \quad (23)$$

Or $h = z_s - z_b$, d'où:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (24a) \quad \text{ou sous la forme} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(h \vec{u}) = 0 \quad (24b)$$

L'équation de continuité ci-dessus peut s'écrire aussi sous la forme

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} = 0 \quad (25)$$

c. Equation de quantité de mouvement

Avec l'hypothèse de pression hydrostatique, l'équation de la quantité de mouvement s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho U}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U^2)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho UV)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho UW)}{\partial z} &= - \frac{\partial}{\partial x} [\rho g(z_s - z)] + \frac{\partial}{\partial x} (\tau_{xx}^{(v)} + \tau_{xx}^{(t)}) \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} (\tau_{xy}^{(v)} + \tau_{xy}^{(t)}) + \frac{\partial}{\partial z} (\tau_{xz}^{(v)} + \tau_{xz}^{(t)}) + F_x \end{aligned} \quad (26)$$

- Termes en fonction de temps

$$\int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial U}{\partial t} dz = \frac{\partial(hu)}{\partial t} - U(z_s) \frac{\partial z_s}{\partial t} + U(z_b) \frac{\partial z_b}{\partial t} \quad (27)$$

- Terme d'advection

$$\int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial U^2}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_s} U^2 dz - U^2(z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} + U^2(z_b) \frac{\partial z_b}{\partial x} \quad (28)$$

$$\int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial UV}{\partial y} dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} UV dz - U(z_s)V(z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} + U(z_b)V(z_b) \frac{\partial z_b}{\partial y} \quad (29)$$

En prenant par exemple l'expression de UV :

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} UV \, dz &= \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} (u + U - u)(v + V - v) \, dz \\
 &= \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} uv \, dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} u(V - v) + v(U - u) \, dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} (U - u)(V - v) \, dz \\
 &= \frac{\partial}{\partial y} (huv) + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_s} (U - u)(V - v) \, dz
 \end{aligned} \quad (30)$$

Même chose pour UW :

$$\int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial UW}{\partial z} \, dz = U(z_s)W(z_s) - U(z_b)W(z_b) \quad (31)$$

- Gradient de pression

$$\int_{z_b}^{z_s} -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} (\rho g(z_s - z)) \, dz = -hg \frac{\partial z_s}{\partial x} \quad (32)$$

- Terme de diffusion

$$\frac{\partial}{\partial x} (\tau_{xx}^{(v)} + \tau_{xx}^{(t)}) + \frac{\partial}{\partial y} (\tau_{xy}^{(v)} + \tau_{xy}^{(t)}) + \frac{\partial}{\partial z} (\tau_{xz}^{(v)} + \tau_{xz}^{(t)}) \quad (33)$$

Définissons dans un plan horizontal le tenseur des contraintes τ^e , dit effectif ou équivalent, qui regroupe les contraintes visqueuses et les contraintes turbulentes. En exprimant les composantes de la contrainte effective dans un plan horizontal sous la forme :

$$\langle \tau^e \rangle = \begin{pmatrix} \tau_{xx}^{(e)} & \tau_{xy}^{(e)} \\ \tau_{xy}^{(e)} & \tau_{yy}^{(e)} \end{pmatrix} \quad (34)$$

Apparaissent aussi les deux termes η_{bx} et η_{sx} les composantes selon l'axe x des contraintes de cisaillement s'exerçant au niveau de la surface libre ou sur le fond de composantes i, soit :

$$\tau_{bx} = \frac{1}{\cos(\alpha_b)} N_b (\tau^{(v)} + \tau^{(t)})_{b,i} \quad (35) \quad \text{et} \quad \tau_{sx} = \frac{1}{\cos(\alpha_s)} N_s (\tau^{(v)} + \tau^{(t)})_{s,i} \quad (36)$$

N_b et N_s , sont les vecteurs unités, normaux à chacune des surfaces, où α_b et α_s sont les angles entre les vecteurs normaux et la verticale.

Compte tenu des calculs des différents termes d'un bilan intégré de la quantité de mouvement, l'équation intégrée suivant ox de la quantité de mouvement s'exprime sous la forme :

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(h\tau_{xx}^{(e)})}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(h\tau_{xy}^{(e)})}{\partial y} \quad (37)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sy} - \tau_{by}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial(h\tau_{xy}^{(e)})}{\partial x} + \frac{\partial(h\tau_{yy}^{(e)})}{\partial y} \quad (38)$$

3.4.3. Modèle de Saint Venant 1D

Pour les équations de Saint Venant 1D : l'hypothèse d'une dimension privilégiée unique est faite, et d'un écoulement assez lentement varié (Roche et al., 2012). En effet, ces équations sont basées sur quelques hypothèses simplificatrices de la réalité physique. En utilisant, la vitesse moyenne dans la section \bar{u} et le débit $Q = S \cdot \bar{u}$, où S est la section mouillée, les équations de Saint Venant sont :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (39)$$

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g (I - J) \quad (40)$$

Avec I la pente du fond et J la perte d'énergie, donnée par la formule suivante :

$$J = \frac{Q^2}{K_s^2 I^2 R_h^{4/3}} \quad (41)$$

Où K_s est le coefficient de Strickler et R_h est le rayon hydraulique.

Pour la résolution des équations de Saint Venant, il faut connaître les conditions aux limites, amont et aval, liant les différentes variables dans le temps ainsi que les conditions initiales. Il est à noter que jusqu'à maintenant le système d'équations de Saint Venant n'a pas de solution analytique connue, de ce fait plusieurs essais de simplifications ont été effectués.

3.4.4. Simplification des équations de Saint Venant

Plusieurs approches de simplifications des équations de Saint Venant sont envisageables dont le modèle de l'onde diffusante ou le modèle de l'onde cinématique ou le modèle de l'onde de translation, etc. Une présentation de ces trois modèles est détaillée ci-après.

a. Onde diffusante

Cette méthode est utilisée dans le cas où la rivière est assez régulière, dont la pente est faible et dont les crues sont assez progressives. L'équation de l'onde diffusante est obtenue à partir

de l'équation de Saint Venant (1D) en négligeant les termes d'inertie ($\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x}$) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C_e \frac{\partial Q}{\partial x} = D_f \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (42)$$

$$C_e = \frac{Q}{B\alpha} \frac{\partial \alpha}{\partial H} \quad (43) \quad \text{et} \quad D_f = \frac{Q}{2JB} \quad (44)$$

Où

- C_e : célérité de l'onde
- D_f : coefficient de diffusion
- B : largeur du canal à surface libre
- α : facteur d'atténuation

Dans ce modèle, l'écoulement se comporte comme une onde lente qui se propage de l'amont à l'aval avec une célérité C_e et une atténuation progressive au cours de son déplacement gouvernée par un terme de diffusion D_f (Graf, 1993).

b. Onde cinématique

Cette méthode est adaptée à des cas très particuliers de tronçons à pente forte. Dans l'équation de Saint Venant (1D), en plus des termes d'inertie et de pression qui ont été négligés dans le cas de l'onde diffusante, les forces de frottement et de gravité sont aussi négligées.

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (45) \quad \text{avec} \quad I = J \quad (46)$$

D'où l'équation de la propagation de l'onde cinématique :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + C_e \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (47)$$

Cette onde a la même célérité que l'onde diffusive, mais ne s'atténue pas.

a. Onde de translation

Un écoulement non stationnaire et rapidement varié se manifeste par une surface libre avec une brusque variation de la profondeur (Graf and Altinakar, 1993). Cette brusque variation (perturbation) est l'onde de translation, qui forme une discontinuité Δh . Quatre types d'ondes sont distingués : onde positive amont, onde positive aval, onde négative amont, et onde négative aval. La Figure ci-dessous représente les différentes ondes de translation.

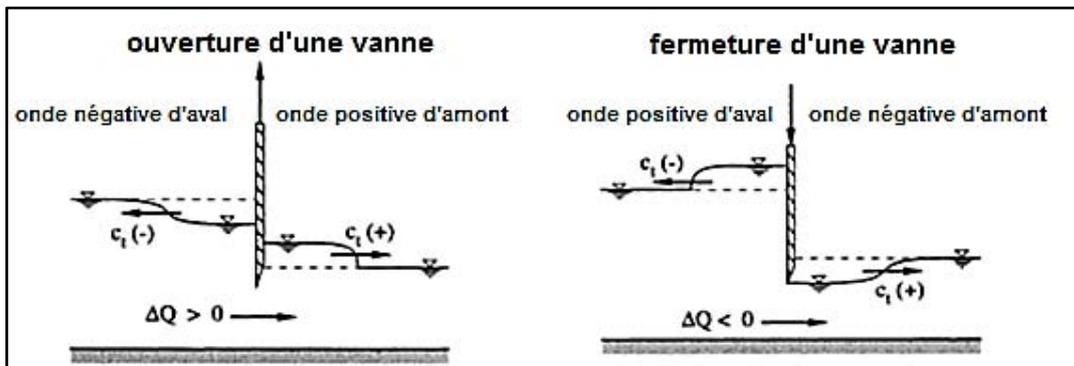


Figure 1.2 : Exemple des quatre différentes ondes de translation (Manœuvre d'une vanne dans un canal) (Graf and Altinakar, 1993)

4. Transport sédimentaire

Comprendre, quantifier et maîtriser les phénomènes sédimentaires est les objectifs de la partie suivante consacrée à l'hydrodynamique sédimentaire. La quantification du transport solide dans les rivières nécessite l'identification de plusieurs paramètres : nature et forme des grains, répartition des concentrations et des vitesses (Rickenmann and Recking, 2011). Plusieurs formulations ont été proposées afin d'estimer les quantités de sédiments transportées lors des crues. Ces formulations ont été développées ou calibrées sur la base d'études expérimentales (Meyer-Peter and Müller, 1948 ; Charru et al, 2004 ; Recking, 2013), et donnent des résultats corrects.

L'objectif de ce travail est d'étudier les différentes approches utilisées pour la prévision du transport sédimentaire dans les rivières. Dans un premier temps, nous avons commencé par une présentation de l'état de l'art sur le phénomène de transport sédimentaire dans les rivières. Dans un deuxième temps, on s'est intéressé à la quantification du transport de sédiments, on a présenté donc les différents modèles utilisés pour le calcul du transport des particules, soit par charriage, soit en suspension. L'influence du processus de transport de sédiments sur l'évolution morphologique des rivières ainsi que les formations des reliefs qui peuvent apparaître dans les fonds des canaux a été considérée. Dans un dernier temps, on mettra en clair la nouvelle approche proposée par Charru et al. (2006) pour l'étude de l'évolution morphologique des rivières, ainsi que la formation des dunes dans les fonds des canaux sous l'effet d'un écoulement turbulent.

4.1. Bibliographie

Le transport solide dans les rivières et les processus morphologiques sont parmi les phénomènes les plus complexes et les moins compris dans la nature. De part le fait que ces phénomènes touchent nos conditions de vie, les chercheurs, les scientifiques et les ingénieurs ont cherché les meilleurs outils pour améliorer la qualité de notre vie. Comme toute autre science et technologie, la modélisation numérique de transport de sédiment dans les rivières a évolué à partir des cas simples pour des cas de plus en plus complexes avec des niveaux de sophistication toujours plus élevés. Avant 1950, il existe seulement des modèles de transport de sédiments soit par charriage ou en suspension pour une seule taille de grain. En réalité, les sédiments dans les rivières naturelles sont souvent hétérogènes (non uniformes) en taille, pour ne pas dire qu'ils ont une forme et une densité variable. En outre, le mode de transport change, des matériaux qui sont transportés par charriage peuvent être remis en suspension et vice versa. Par conséquent, il est clair que le modèle de transport sédimentaire à taille unique sans tenir compte de l'échange entre la charge de fond et la charge en suspension est trouvé très insuffisant.

Dans les années 1950, plusieurs méthodes de recherche ont été principalement basées sur l'observation et la modélisation physique. Les premières tentatives d'application de modèles mathématiques, liée avec des modèles empiriques obtenus à partir d'expériences de laboratoire pour l'étude du transport solide dans les rivières et des processus morphologiques, peuvent être trouvées dans les années 1950. En 1970, les recherches se sont intensifiées et élargies pour établir de nouvelles méthodes. Depuis, des modèles 1D (Cunge et al., 1986 ; Wu, 2002) ont été appliqués à des études de transport sédimentaires dans les rivières. Plus récemment, de nombreux modèles 2D (Van Rijn, 1986 ; Wang and Wu, 2004), et enfin des modèles 3D (Jia and Wang, 1999 ; Wu et al., 2000) ont été développés pour simuler les processus de transport des sédiments et des changements morphologiques dans les canaux, à la fois en laboratoire et en nature. Les progrès et les nouvelles approches proposées au cours des dernières années sont décrits ci-après. Beaucoup de modèles ont été établis pour répondre aux différents problèmes rencontrés dans la nature, notamment la simulation du transport des sédiments non cohésifs et cohésifs, l'élargissement du chenal et méandres, la rugosité, la turbulence, la présence de végétation, etc.

4.1.1. Les modèles numériques en hydraulique fluviale

La compréhension physique et la simulation numérique avec des modèles mathématiques, de l'écoulement de l'eau et du transport de sédiments dans les cours d'eau ont fait beaucoup de progrès au cours des dernières années. Ces progrès ont conduit à une augmentation de l'utilisation de ces modèles numériques, mais ceci a soulevé de nouvelles interrogations au niveau de la recherche. Pour la modélisation du transport de sédiment, deux modèles mathématiques peuvent être utilisés pour décrire l'écoulement diphasique eau/sédiment. Le premier est le modèle à deux fluides considérant l'eau et les sédiments comme deux fluides. Il établit la continuité, et la dynamique des équations pour chaque phase. Le second est le modèle de diffusion décrivant le mouvement des particules de sédiments à un phénomène de diffusion dans le flux de l'eau. Il établit donc les équations de continuité et de mouvement pour le mélange eau/sédiment et l'équation de transport (diffusion) pour les particules de sédiments.

Les modèles numériques peuvent aussi être classés selon le procédé de calcul ; on distingue trois types de modèles : les modèles entièrement couplés, les modèles semi-couplés, et les modèles découplés. Un modèle entièrement couplé est généralement plus stable qu'un modèle découplé (Wu et al., 2000). Toutefois, l'établissement d'un modèle entièrement couplé nécessite la résolution de tous les flux et les équations de transport des sédiments simultanément. De plus, les échelles de temps des processus morphodynamiques et hydrauliques peuvent être différentes, notamment dans le cas où la charge de fond est dominante (Recking, 2006). Cependant, pour les modèles semi-couplés, les calculs des paramètres hydrauliques sont découplés des calculs de transport de sédiments, mais les trois composantes du modèle (le transport de sédiments, l'évolution du fond, et le tri des matériaux du lit) sont résolues d'une manière couplée. Cette procédure semi-couplage est très stable et efficace dans le calcul. Enfin, les modèles entièrement découplés ignorent l'influence du transport des sédiments et le changement du fond sur les champs d'écoulement, et calculent les paramètres hydrauliques et le taux de sédiments séparément à chaque pas de temps.

D'autre part, de nombreux modèles tridimensionnels (3D), bidimensionnels (2D), et unidimensionnels (1D) ont été développés afin de prendre en compte la phase solide de l'écoulement. Les modèles 1D simulent l'écoulement et le transport des sédiments dans le sens de l'écoulement d'un canal (section droite). Ils sont utilisés pour des études de sédimentation à long terme dans les rivières, les réservoirs, estuaires, etc. Dans le cas où la variation verticale des paramètres hydrodynamiques dans un cours d'eau est suffisamment petite, un modèle 2 D peut décrire de façon approximative les paramètres par une profondeur moyenne. Il existe 2 types de modèles bidimensionnels : les modèles bidimensionnels verticaux (2DV) tel que celui proposé par Van Rijn (1993) et les modèles bidimensionnels horizontaux (2DH) tel que celui de Struiksma and Crosato (1989). Le modèle 2DV a été appliqué pour la première fois pour le calcul de la sédimentation et la migration d'une tranchée dans un canal de laboratoire. Le modèle 2DH conçu pour le calcul de l'évolution du fond dans les canaux (Wang and Wu, 2004), pour le calcul de la répartition du transport des sédiments dans les rivières.

Dans les modèles 1D ou 2D l'influence des écoulements secondaires est négligée dans la prévision de débit et du transport des sédiments dans les rivières. Mais, à partir de 1986, plusieurs modèles 3D ont été établis (Lin and Falconer, 1996 ; Van Rijn, 1993 ; Wu et al., 2000). Ces modèles 3D testés sur des données de laboratoire, sont utilisés pour l'étude du transport solide dans des rivières naturelles, dans les zones côtières, et pour l'envasement dans les réservoirs et les barrages, etc.

4.1.2. Modèles à plusieurs classes granulométriques

Afin de surmonter les limitations des modèles simples, plusieurs auteurs ont proposé des descriptions plus complètes des compartiments sédimentaires (Karim et Kennedy, 1982). Dans chacun de ces compartiments, la composition granulométrique est décrite comme une combinaison d'un nombre fini de courbe granulométrique de base. Au niveau de chaque couche granulométrique du lit se font les échanges entre les sédiments et l'écoulement. Cette couche change d'épaisseur et de composition en fonction de l'évolution des débits solide (Dreano, 2009).

Ces modèles sont donc intrinsèquement conservatifs au niveau d'une classe granulométrique. Ils permettent de rendre compte des phénomènes liés à la granulométrie étendue que sont le tri granulométrique et le pavage. De plus, ces modèles offrent l'avantage de supposer pour chaque classe granulométrique un mode de transport spécifique. Il est indéniable que ce type de modèle apparaît conceptuellement plus proche des phénomènes physiques.

4.1.3. Étude de l'influence de la géométrie des canaux

Auparavant, beaucoup d'expériences ont été réalisées dans des canaux rectilignes alors que la géométrie des rivières est beaucoup plus complexe.

- **Canaux à forte courbure** : l'écoulement dans les canaux à forte courbure est très pointu. Les effets combinés des écoulements secondaires, des grandes variations de la surface libre, et quelques fois de la séparation de l'écoulement de la paroi dans la courbure intérieure rendent cet écoulement difficile à étudier.

Des expériences ont été réalisées en laboratoire dans un canal en forme de S, et ont été utilisées pour vérifier l'exactitude des calculs hydrodynamiques des modèles (Ghanmi et al., 1999). D'autres expériences en laboratoire ont eu lieu pour l'étude de l'évolution morphologique du fond d'un canal à coude à 90° ou à 135°, afin d'évaluer l'influence des canaux courbés sur l'évolution morphologique des rivières (Khosronejad et al., 2007 ; Ruther et Olsen, 2005).

Parmi les applications les plus récentes des modèles 3D, les écoulements dans des canaux à forte courbure à 180°, qui simulent l'écoulement et le transport de sédiments dans les méandres des systèmes fluviaux (Odgaard et Bergs, 1988, Wu et al., 2000).

- **Canaux à méandre** : une étude expérimentale in-vitro a été réalisée afin d'appréhender l'influence des méandres sur le transport solide en suspension, ainsi que l'évolution du fond (Bathurst et al., 2002). Ces méandres favorisent l'évolution morphologique des rivières, avec l'apparition des zones de dépôts et d'érosion.

4.1.4. Étude de l'influence de la turbulence et de la rugosité

Dans l'intention de mieux se rapprocher du phénomène réel, un modèle de turbulence est nécessaire pour représenter la turbulence en termes de contraintes dans les équations de mouvement. Les écoulements et le transport des sédiments dans les rivières sont caractérisés par la présence de la turbulence, de la variation de la surface libre, du changement de lit, de l'interaction de phase, etc.

D'autre part, l'effet de la rugosité du lit sur le champ d'écoulement, et sa détermination est essentiel pour la prévision du débit, du transport des sédiments et du changement de lit. Dans les rivières naturelles, les berges et le lit ont généralement différentes rugosités. Les matériaux rigides, les formes du lit qui se développent tels que les rides, les dunes et les antidunes, représentent les éléments principaux de la rugosité du lit. En effet, l'approche la plus fiable pour gérer la rugosité du canal est toujours le calage à l'aide des données disponibles mesurées sur terrain. Plus récemment, Recking (2013) s'est intéressée à l'étude des lois de frottement du fond et leurs effets sur les méthodes de calcul de transport de sédiment. Il a proposé de nouvelles lois pour le calcul du coefficient de frottement du fond ainsi qu'une nouvelle loi de transport solide par charriage.

4.1.5. Étude des formations de fond : les dunes et les rides

Notre compréhension de la dynamique des reliefs formés au niveau des fonds des rivières est encore limitée en raison du couplage complexe entre l'hydrodynamique, le transport des sédiments, l'évolution des formations de fond, et la dépendance en temps ainsi que la variabilité spatiale. Plus généralement, les formes de fond peuvent être différentes (rides, dunes, antidunes, etc...) en fonction des caractéristiques de l'écoulement (Andreotti et al., 2009). Plusieurs études se sont intéressées à l'étude de la dynamique des formations de fonds. Au Japon, Kakinoki et al., (2006) ont réalisé l'expérience sur la formation de bancs de sable et leurs processus d'évolution dans un écoulement transitoire en fonction des deux processus. Les observations ont révélé quelques résultats notables, sur l'effet des conditions d'écoulement transitoire (contraintes de cisaillement, érosion, dépôt, etc.) sur le mécanisme de développement de banc de sable. Tuijnder (2010) a cherché à identifier une relation entre la géométrie des dunes et le volume de sédiments mobiles. Il a étudié l'influence du transport de sédiments sur la formation des dunes, en proposant une loi pour déterminer les dimensions des dunes. À partir de la formation de ces dunes il a montré que ceci influence directement la rugosité du fond. Charru et al. (2004) et Lajeunesse et al. (2010) ont réalisé des études expérimentales dont l'objectif est d'étudier l'influence de la distribution des tailles de grains sur le transport par charriage, dans la configuration simple d'un lit de sédiment composé de deux tailles de sable uniquement (Recking et al., 2008).

Il est à noter que la rugosité est un paramètre clé dans la modélisation du transport sédimentaire dans les cours d'eau. Elle a un effet considérable sur les quantités de sédiments transportées ainsi que sur les changements morphologiques au niveau des rivières.

4.2. Notions classiques de transport solide

Les paramètres présentés ci-dessous sont utilisés pour l'étude du transport solide dans les rivières :

- Diamètre adimensionnel des particules : D_*
- Vitesse de chute ou de sédimentation : V_s
- Vitesse de frottement : u_*
- Contrainte de cisaillement : τ
- Nombre de Shields : τ^*
- Nombre de Shields critique : τ_c^*
- Capacité de transport adimensionnelle : q^*

4.2.1. Diamètre d'une particule

Le diamètre adimensionnel d'une particule D_* (appelé aussi le paramètre de mobilité) représente l'influence de la gravité, de la densité et de la vitesse (Khosronejad et al., 2007) :

$$D_* = D_{50} \left(\frac{Rg}{v^2} \right)^{1/3} \quad (48)$$

- D_{50} : diamètre médian de grain, c'est-à-dire 50 % des particules ont une taille inférieure au D_{50} .
- R : densité relative ($R = 1.65$), avec $R = (\rho_s - \rho)/\rho$
- ρ : masse volumique de l'eau ($\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$).
- ρ_s : masse volumique des sédiments (pour notre cas d'étude $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$). En réalité, une masse volumique du sol à l'état sec de 2650 kg/m^3 est vraie pour les sols d'origine quartzique pauvres en matière organique.

4.2.2. Vitesse de sédimentation ou de chute

Quand une particule tombe dans l'eau calme, elle est soumise à trois types de forces, une première force de gravité F_G , une deuxième force de traînée F_D , et une troisième force liée à la poussée d'Archimède (Figure 1.3).

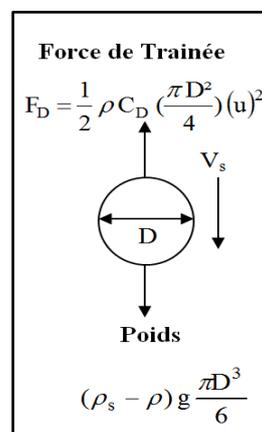


Figure 1.3 : Vitesse de chute (Liu, 2001)

En vertu de la deuxième loi de Newton, la vitesse devient constante lorsque la force de traînée du fluide sur le grain est égale au poids. Pour une particule de forme sphérique, cette vitesse constante est définie comme étant la vitesse de sédimentation V_s , définie par :

$$V_s = \left(\frac{4RgD}{3C_D} \right)^{0.5} \quad (49)$$

- D : diamètre de la particule
- C_D : coefficient de traînée

- Le coefficient de traînée s'exprime en fonction du nombre de Reynolds $Re = DV_s/\nu$, dans la région de Stokes ($Re < 1$), le coefficient de traînée est égal à $C_D = 24/Re$, la vitesse de chute s'exprime :

$$V_s = \frac{RgD^2}{18\nu} \quad (50)$$

- Pour $10^3 < Re < 10^5$, dans la région de turbulence, la force de traînée n'est plus liée au nombre de Reynolds de la particule et la vitesse de chute s'exprime ainsi :

$$V_s \propto (RgD)^{0.5} \quad (51)$$

4.2.3. Vitesse de frottement

Le profil de vitesse suit une loi logarithmique donnée par l'équation ci-dessous :

$$u(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (52)$$

Où z est la distance au-dessus du fond, κ la constante de Von Karman, égale à 0,41 et z_0 est la hauteur d'annulation de la vitesse.

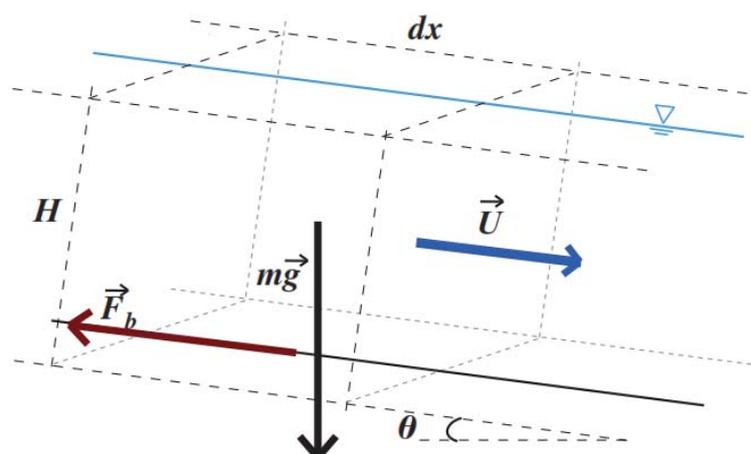


Figure 1.4 : Vue schématique de la géométrie du bilan de forces sur la colonne d'eau de hauteur H et largeur B , s'écoulant sur une pente d'angle θ (Houssais, 2013)

Cette expression du profil de vitesse peut se retrouver théoriquement dans le domaine proche de la paroi, mais les données expérimentales indiquent qu'elle est approximativement valable

sur toute la colonne d'eau (Holmes and Garcia, 2002). Ainsi la valeur de u_* peut être déterminée à partir de l'ajustement d'une mesure de profil de vitesse, et permettant ensuite de donner une estimation de la contrainte cisailant sur le fond. Une autre façon d'estimer la contrainte sur le fond à partir de la mesure de la vitesse, est d'écrire :

$$\tau = \rho u_*^2 = C_f \rho u^2 \quad (53)$$

Où u est la vitesse moyenne de l'écoulement, C_f est un coefficient intégrant l'ensemble des effets de frottement sur l'écoulement. Cette relation étant purement empirique, il existe une importante gamme de valeurs de C_f pour les écoulements naturels (Recking et al, 2008).

Le coefficient de frottement C_f est déduit à partir des lois de frottement suivantes :

- Formule de Chézy :
$$C_f = \frac{g}{C_h^2} \quad (54)$$

- Formule de Strickler :
$$C_f = \frac{g}{K_s^2 h^{1/3}} \quad (55)$$

- Formule de Manning :
$$C_f = \frac{gn^2}{h^{1/3}} \quad (56)$$

- Formule de Nikuradse :
$$C_f = \left(\frac{1}{\kappa} \ln \left(1 + \frac{h}{K'_s} \right) \right)^{-2} \quad (57)$$

C_h : coefficient de Chezy, n : coefficient de Manning, et K'_s : taille de grains de Nikuradse.

Pour nos simulations numériques, la formule de Strickler a été choisie pour le calcul de coefficient de frottement.

4.2.4. Contrainte de cisaillement

Cette contrainte ne peut être correctement estimée que dans le cas d'un écoulement stationnaire uniforme (Houssais, 2013). La contrainte de cisaillement de fond peut être aussi estimée par un simple bilan des forces pour le cas d'une rivière rectangulaire par exemple, (Figure 1.4).

Soit B la largeur de l'écoulement, la force de friction sur la surface de longueur dx entre le fond et l'écoulement, est le poids de la colonne d'eau, d'où :

$$F_b = mg \sin \theta \quad (58)$$

avec
$$\tau (B + 2h) dx = (\rho h B dx) g \sin \theta \quad (59)$$

θ étant l'angle de la paroi avec la verticale. Soit dans l'approximation des faibles pentes $\sin \theta \approx \tan \theta = I$:

$$\tau = \rho g R_h I \quad (60)$$

Le rayon hydraulique R_h d'une rivière est égal à l'aire de la section transversale mouillée d'un canal, divisée par le périmètre mouillé, souvent utilisé pour définir la forme d'un canal.

4.2.5. Nombre de Shields

Le diagramme de Shields (1936) et d'autres méthodes d'évaluation, ainsi que les conditions de seuil, de l'initiation du mouvement sont introduits. L'analyse est limitée à des sédiments granulaires non-cohésifs tels que le limon, le sable et le gravier. Les mécanismes du transport sont différents selon l'état du fluide en écoulement. Dans une rivière, les grains se déplacent plutôt en roulant et en glissant les uns sur les autres (éventuellement avec des petits sauts).

Le nombre de Shields η^* (appelé aussi la contrainte adimensionnelle de cisaillement) est défini en faisant intervenir la contrainte de cisaillement au fond η caractérisant l'écoulement de l'eau au fond. Une particule est soumise à plusieurs types de force, une force de pesanteur dirigée vers le bas en raison de son poids submergé (F_G), et les forces hydrodynamiques du fluide. Dans le cas de grain non cohésif, ces dernières sont la force de portance (F_L), et la force de traînée (F_D) (Figure 1.5).

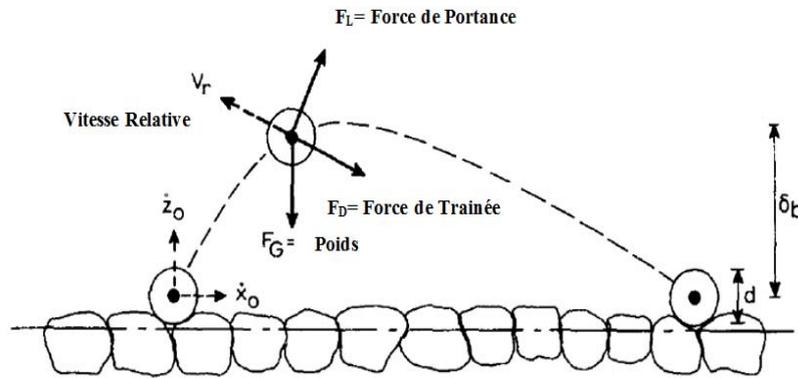


Figure 1.5 : Mise en mouvement d'un grain dans un cours d'eau (Van Rijn, 1986)

Si les forces F_L et F_D sont supérieures à la force de pesanteur F_G au niveau du centre du grain, alors il y aura mouvement du grain (Van Rijn, 1993).

$$F_D a_1 + F_L a_3 \geq F_G a_2 \quad (61)$$

Avec :

$$F_G = \frac{1}{6} D^3 (\rho_s - \rho) g \quad (62)$$

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) (u_f)^2 \quad (63)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho C_L \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) (u_f)^2 \quad (64)$$

Où C_L est le coefficient de portance, u_f est la vitesse du fluide au niveau du centre de la particule, a_1 , a_2 et a_3 sont respectivement les niveaux de référence de la force trainée, de pesanteur et portance.

Par conséquent, une particule est mise en mouvement quand les effets liés aux forces motrices (dues à l'écoulement du fluide) égalisent les effets liés aux forces de résistance (dues au poids

de la particule). Tous ces paramètres sont regroupés à l'aide d'un nombre sans dimension, le nombre de Shields (1936), rapport entre les forces hydrodynamiques et la pesanteur :

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gD_{50}} \quad (65)$$

$$\tau^* = \frac{hI}{RD_{50}} \quad (66)$$

Lorsque τ^* est plus grand que un il y a cohésion, les particules présentent alors une résistance à l'érosion plus grande que leur poids.

4.2.6. Nombre de Shields critique

Plusieurs travaux se sont développés pour calculer le nombre de Shields critique τ_c^* (appelé aussi la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle). Shields (1936) a mené des séries d'expériences, avec des particules uniformes et à faibles pentes, afin d'identifier une valeur critique de cette contrainte de cisaillement adimensionnelle, minimale pour que le transport solide ait lieu. Shields déduit à partir des analyses dimensionnelles et de mécanique des fluides que cette valeur critique τ_c^* doit être fonction du nombre de Reynolds (Figure 1.6). Elle est voisine de 0,05.

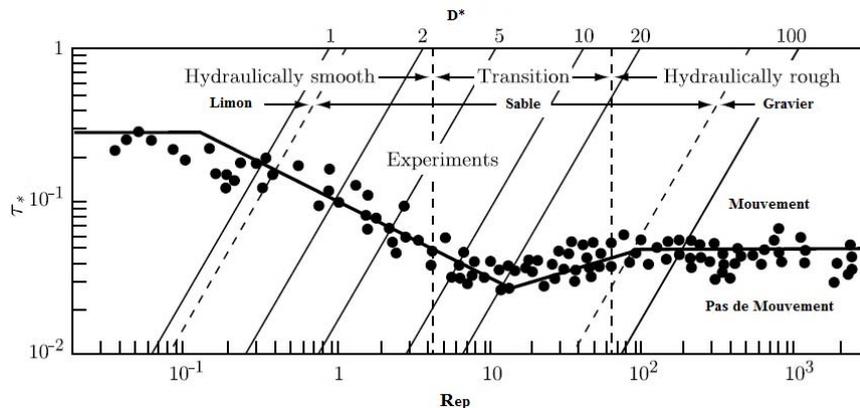


Figure 1.6 : Diagramme de Shields fonction du nombre de Reynolds (Meunier, 2008)

En calculant le nombre de Reynolds particulaire R_{ep} , il est ensuite possible de déterminer si les particules sont en mouvement suivant leur diamètre.

La contrainte de cisaillement critique η_c dépend des conditions hydrauliques, de la forme du fond, de la géométrie de la particule et de la position relative par rapport aux autres particules.

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{\rho RgD_{50}} \quad (67)$$

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour déterminer le nombre de Shields critique τ_c^* qui correspond à un déplacement significatif des particules (Frey, 1991). Ci-après quelques exemples de méthodes les plus utilisés pour l'estimation de la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle.

a. Van Rijn (1984)

En 1984, Van Rijn propose une nouvelle méthode pour le calcul de la contrainte de cisaillement critique en se basant sur le diagramme de Shields :

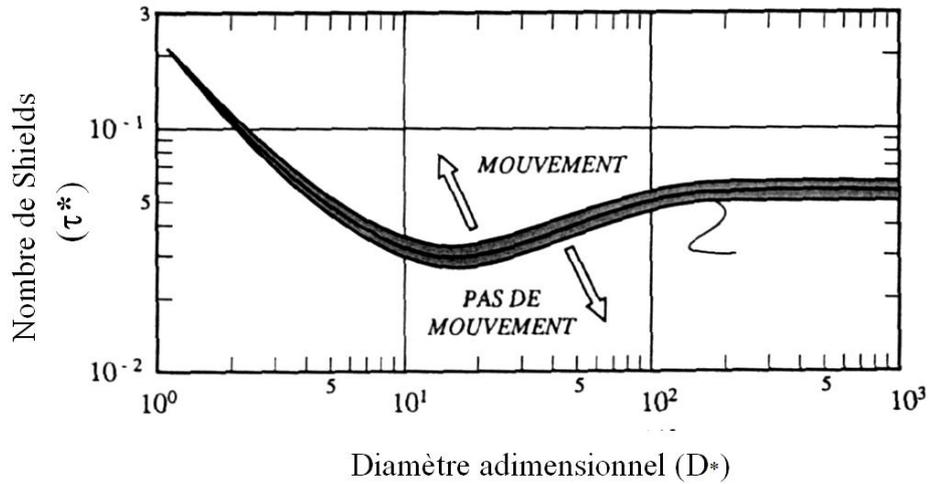


Figure 1.7 : Diagramme de Shields : le paramètre de début de mouvement des particules τ et le paramètre de mobilité (D_*) (Van Rijn, 1984)

En appliquant ces paramètres, la courbe Shields peut être représentée comme suit :

$$\tau_c^* = \begin{cases} 0,24 D_*^{-1} & \text{pour } D_* \leq 4 \\ 0,14 D_*^{-0,64} & \text{pour } 4 < D_* \leq 10 \\ 0,04 D_*^{-0,10} & \text{pour } 10 < D_* \leq 20 \\ 0,013 D_*^{0,29} & \text{pour } 20 < D_* \leq 150 \\ 0,045 & \text{pour } 150 \leq D_* \end{cases} \quad (68)$$

b. Soulsby (1997)

Soulsby (1997) propose une nouvelle relation pour déterminer la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle :

$$\tau_c^* = \frac{0.30}{1+1.2D_*} + 0.055(1 - \exp(-0.020 D_*)) \quad (69)$$

c. Brownlie (1981)

Brownlie (1981) a utilisé une relation pour convertir le diagramme de Shields en une fonction de τ_c^* en fonction de nombre de Reynolds lié à la particule (R_{ep}). Le diagramme proposé est similaire à celui proposé par Van Rijn (1984) et Soulsby (1997). Un ajustement utile pour les données Shields a été proposé par Brownlie

$$\tau_c^* = 0.22R_{ep}^{-0.6} + 0.06 \exp(-17.77 R_{ep}^{-0.6}) \quad (70)$$

Avec cette relation, le nombre de Shields critique τ_c^* peut-être calculé directement en fonction des conditions hydrauliques ainsi que des propriétés des sédiments.

d. Recking (2006)

Recking (2006) propose un nouveau modèle de calcul du transport solide par charriage. Le but est de prendre en compte les effets du charriage sur le coefficient de frottement. Recking et al. (2008) se sont intéressés à l'étude du charriage uniquement, généralement modélisé par une relation semi-empirique assez simple et basée sur le concept de la force tractrice, de la forme :

$$q^* = A \tau^\alpha (\tau^* - \tau_c^*)^\beta \quad (71)$$

Où $q_b^* \approx q_b / (\rho g R D)^{0.5}$ est le transport solide par charriage adimensionnel et $(\tau^* - \tau_c^*)$ est « l'excès » de contrainte (adimensionnelle) responsable de l'intensité du transport, calculé par rapport au nombre de Shields critique. Par ailleurs, d'un point de vue pratique, τ^* est généralement inconnu et doit être calculé à partir des données disponibles qui sont (dans le meilleur des cas) le débit liquide Q , le diamètre caractéristique des sédiments D et la pente du lit I (Recking et al, 2008).

La prise en compte du charriage peut permettre une meilleure connaissance des lois de frottement. Il serait donc intéressant de vérifier comment ces lois de frottement peuvent à leur tour permettre une meilleure connaissance des lois de transport (Recking et al., 2010).

- Sédiments de taille uniforme

Pour des sédiments uniformes, Recking (2006) propose une nouvelle loi pour le calcul de la contrainte de cisaillement critique, obtenue à partir d'un ajustement. Le paramètre de Shields critique de mise en mouvement du fond du lit peut être calculé en fonction de la pente (Recking et al., 2008) :

$$\tau_c^* = 0.172 \left(\frac{I}{R} \right)^{0.275} \quad (72)$$

Où I est la pente, et R est la densité relative des sédiments.

- Sédiments de taille non uniforme

Pour des sédiments non uniformes, (Recking, 2013) propose une nouvelle formule de transport solide par charriage donnée par la relation suivante :

$$\tau_c^* = \begin{cases} (5I + 0.06) (D_{84} / D_{50})^{4.4\sqrt{I} - 1.5} & \text{Gravier} \\ 0.045 & \text{Sable} \end{cases} \quad (73)$$

L'estimation de la contrainte de cisaillement critique est une propriété fondamentale pour l'étude et la compréhension du transport des sédiments, l'érosion, le dépôt sous différentes conditions d'écoulement. Cinq méthodes largement utilisées pour l'estimation de la contrainte de cisaillement critique ont été présentées dans ce travail. Le grand nombre des recherches réalisées pour étudier la contrainte de cisaillement critique est dû essentiellement à l'importance de ce paramètre dans la quantification du transport sédimentaire. Pour notre cas d'étude, on s'est basé sur la méthode de Van Rijn (1984) déjà programmé dans le système TELEMAC. Cette méthode est très utilisée par les scientifiques et donne souvent des résultats satisfaisants.

4.2.7. Capacité de transport

Dans un cours d'eau, il doit y avoir un équilibre entre l'arrachement, la combinaison et le dépôt des grains dans l'eau. L'étude de ce phénomène consiste à trouver une corrélation entre l'écoulement et les particules sédimentaires (Garcia, 2007). À cette fin, il est important de connaître les propriétés de l'eau et des sédiments ainsi que leur interaction. La capacité de transport des sédiments, dépend de la répartition des vitesses dans la section considérée. Elle varie constamment de l'amont à aval d'une rivière, puisque la loi de répartition des vitesses n'est pas la même pour un débit donné au niveau de toutes les sections.

Le taux de transport adimensionnel q^* est donné par l'équation suivante :

$$q^* = \frac{q_t}{\sqrt{RgD^3}} \quad (74)$$

Où q_t est le transport solide total (m^3/s).

4.2.8. Propriétés des sédiments

Les sédiments sont des matériaux fragmentaires, principalement formés par la désintégration physique et chimique des roches de la croûte terrestre. De telles particules varient en taille, de gros rochers à des fragments de taille colloïdale, et varient en formes, arrondies à angulaires. Ils varient également en poids spécifique et en composition minérale, les matériaux prédominants étant les minéraux de quartz et d'argile. Par conséquent, il existe une différence fondamentale de comportement entre les sédiments sableux et les matériaux argileux (Yang, 2003).

a. Densité

La densité des sédiments secs par unité de volume humide est obtenue en divisant le poids d'une quantité de sédiments secs, par le volume qu'elle occupait avant séchage. Cette valeur participe à la caractérisation de la nature des sédiments (Lyn, 2003).

b. Porosité

La porosité du matériau sédimentaire est souvent liée à l'histoire de dépôt des sédiments du lit. En effet, la porosité des grains du fond est définie comme le rapport entre le volume de l'espace vide (occupé par l'eau) au volume total du matériau, roche ou sédiment. La porosité p est donnée par :

$$p = \frac{V_{\text{pore}}}{V_{\text{total}}} \quad (75)$$

avec V_{pore} le volume des pores et V_{total} le volume total du matériau, c'est-à-dire la somme du volume de solide et du volume des pores (Van Rijn, 1984).

c. Forme

La forme exacte d'une particule sédimentaire n'est pas sphérique, il est donc difficile de trouver une spécification exacte de sa géométrie. Par exemple la forme d'une particule de

sable est plus ou moins ronde (Hassanzadeh et al., 2011). En général, le diamètre d'une particule est lié de façon empirique à un facteur de forme, appelé « Shape Factor » :

$$SF = \frac{c}{(a b)^{0.5}} \quad (76)$$

Où

- a est la longueur de l'axe le plus long perpendiculaire aux deux autres axes,
- b est la longueur de l'axe intermédiaire perpendiculaire aux deux autres axes,
- c est la longueur de l'axe le plus court perpendiculaire aux deux autres axes.

Pour les sables naturels SF = 0,7.

4.3. Transport sédimentaire dans les rivières

Un sédiment est une particule de taille et d'origine variables, détachée de sa matrice originelle par des phénomènes d'érosion et transportée par la gravité, l'eau, le vent ou la glace. Leur dépôt sur une superficie de taille variable est à l'origine de la formation de couches sédimentaires (Dreano, 2009). Les cours d'eau peuvent aussi transporter d'autres types de matériaux solides entre autres, les arbres arrachés aux berges ou au lit majeur, et la glace (Degoutte, 2001).

4.3.1. Mode de transport Solide

Il existe différents modes de transport solide dans les cours d'eau (Recking, 2006), qui dépendent essentiellement de la morphologie des cours d'eau et des terrains traversés.

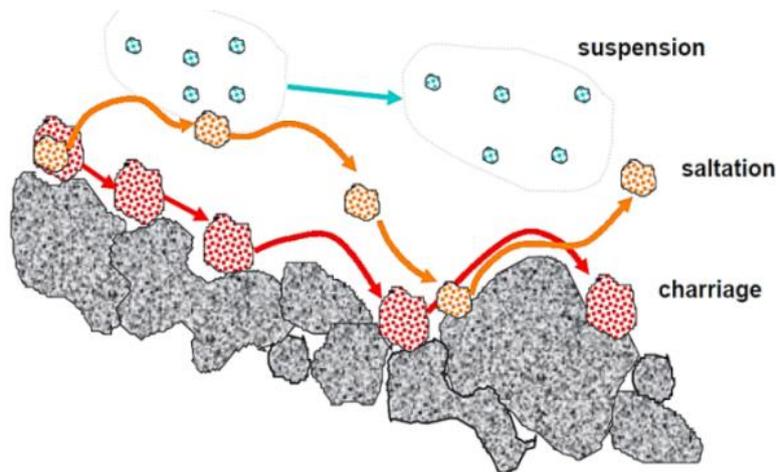


Figure 1.8 : Différents modes de transport solide en rivière (CETMEF, 2001)

a. Transport par charriage

Les particules restent en contact étroit avec le fond et se déplacent en glissant, roulant ou sautant, le courant ne peut pas les mettre en suspension. Elles se déplacent alors en contact quasi-permanent avec le fond. Les poussées hydrodynamiques deviennent juste suffisantes pour commencer à entraîner le matériau de fond, la force tractrice critique τ_c est atteinte. Dès que cette valeur de force est dépassée, le mouvement de charriage commence (De Linares, 2007). Ce mode de transport concerne les particules relativement grandes (sables, graviers, galets et blocs, etc.).

b. Transport en suspension

Ces particules sont entraînées par le courant sans jamais se déposer sur le fond (Malavoi et al., 2012). Elles se déplacent par bonds et restent souvent entourées d'eau. La suspension est un état d'équilibre purement mécanique entre les forces de gravité qui ont tendance à entraîner les particules vers le fond de la rivière, suivant la loi de chute, à chacune de ces particules (V_s), et les échanges turbulents de quantité de mouvement qui tendent à homogénéiser la concentration le long d'une verticale (De Linares, 2007). Ce mode de transport concerne les particules relativement fines (argiles, limons et sables fins, etc...).

c. Transport par saltation

Le terme de saltation est parfois employé pour désigner un type de transport intermédiaire se produisant légèrement au-dessus du niveau où se développe le charriage « pur ». Certaines particules progressent par bonds successifs et se trouvent tantôt sur le fond et tantôt au sein de l'eau : c'est la saltation. Ce phénomène ne possède pas de théorie particulière. Il est considéré avec le charriage (Degoutte, 2001).

4.3.2. Moyens de mesures des débits solides

Une composante très importante avant d'entamer la modélisation du transport sédimentaire est la sélection des instruments les plus appropriés pour mesurer le débit solide. Il existe plusieurs approches reposant sur différentes techniques. Le choix des instruments dépend principalement des variables à mesurer, des installations disponibles (bateau, plate-forme, treuil) et de la précision requise. Les deux modes principaux de transport sédimentaire en suspension et par charriage nécessitent des instruments de mesure spécifiques pour chacun d'eux qui doit être considérée soigneusement.

a. Mesure de transport solide en suspension

La mesure du débit solide transporté en suspension est relativement simple bien qu'en pratique elle soit parfois très longue, car pour chaque point de mesure, le dispositif de prélèvement doit être remonté avant de passer au point suivant (Balayn, 2001).

Généralement, en un point de la section transversale d'une rivière, on distingue deux types de mesure de débit solide en suspension coexistent. Une méthode directe basée sur la mesure directe du transport de sédiments moyenne en un certain point et à une certaine profondeur et une méthode indirecte basée sur la mesure simultanée mais séparée de la vitesse moyenne du fluide, et de la concentration moyenne dans le temps des sédiments. Parmi les échantillonneurs les plus utilisés pour la mesure du transport en suspension est la « Bouteille de Delft » et le « USD-49 depth-integrating sampler » (Van Rijn, 1993).

- Bouteille de Delft

La bouteille de Delft est un préleveur de matière en suspension (MES), développée par le laboratoire hydraulique de Delft. Elle permet un échantillonnage de la MES en un point de la colonne d'eau. L'avantage de cet appareil est la récupération d'un volume important de sédiments. Mais, le handicap est qu'elle ne piège que les sables à partir de 50 μm , et laisse passer les limons et argiles. De plus, les mesures ne peuvent être effectuées qu'à partir d'une concentration supérieure à 10 mg et pour des vitesses inférieures à 2,5 m/s (CETMEF, 2016).

b. Mesure de transport solide par charriage

- Pièges à sédiments

Elle est la plus utilisée pour l'échantillonnage de la charge de fond, c'est la méthode par le biais de piège de type échantillonneurs. Le principe consiste à mesurer les dépôts sédimentaires dans un secteur qui piège totalement la charge de fond (HYCOS et Volta, 2007).

- Études par traceur

Les grains qui sont marqués de telle sorte que leurs caractéristiques de transport ne sont pas modifiées, sont ajoutés à l'écoulement. À partir de leurs déplacements, la capacité de transport des sédiments est déterminée. Ci-dessous, les photos des échantillonneurs les plus utilisés pour la mesure de transport par charriage.



Figure 1.9 : Helley-Smith sampler (HS)
(Malavoi et al., 2012)



Figure 1.10 : Bouteille de Delft
(CETMEF, 2011)

Enfin, une dernière approche consiste à mesurer la topographie du lit à intervalle de temps régulier sur une zone significative. Ainsi, un taux d'érosion ou de dépôt local est estimé. La mesure de transport sédimentaire est importante et nécessaire en hydraulique fluviale, mais la durée sur laquelle doit s'effectuer cette mesure est aussi importante. La durée de mesure dépend essentiellement de nos objectifs :

- Si la loi de transport est la plus importante, une valeur de transport et une valeur de contrainte de l'écoulement doivent être liées. Dans ce cas, il est nécessaire que les deux mesures soient associées et que la durée soit suffisante afin d'obtenir une valeur représentative de la moyenne locale.
- Si l'évolution morphologique des rivières devient très importante, les échelles de temps doivent être beaucoup plus grandes et fonction de la durée d'études du transport.

4.4. Dynamiques des rivières

Un cours d'eau est un système qui recueille et transporte vers l'aval, sous l'effet de la gravité, les eaux des pluies et des sources d'un même bassin versant (Forst, 2010). La grande diversité

morphologique des rivières n'est nullement le fruit du hasard. Elle dépend du climat, de la géologie et du relief et la géomorphologie des rivières évolue dans l'espace et dans le temps (Bigot and Rome, 2012). Les précipitations, la topographie, la nature du substrat et la pente sont notamment à l'origine des ajustements morphologiques du cours d'eau (Malavoi et al., 2012). La combinaison de ces paramètres régit la puissance spécifique du cours d'eau et caractérise sa dynamique. Toute rivière cherche un équilibre entre la charge alluviale imposée (débit solide et granulométrie) et le débit liquide, qui est couplé à la pente, et fournit l'énergie capable de l'évacuer.

D'une manière très simplifiée, la dynamique fluviale peut donc être présentée comme l'oscillation permanente de l'aiguille d'une balance dont l'un des plateaux serait rempli de sédiments, et l'autre d'eau (Malavoi et al., 2012). Les quantités respectives et les apports de ces deux éléments étant extrêmement fluctuants (à l'échelle de la journée, de l'année, du millier d'années). Le principe de la balance de Lane (1941) illustre le principe d'équilibre dynamique de la rivière. Ci-dessous le diagramme de Hjulstrom (1935) décrit la relation entre la vitesse d'écoulement, l'érosion des particules, leur transport, et leur dépôt (Figure 1.11).

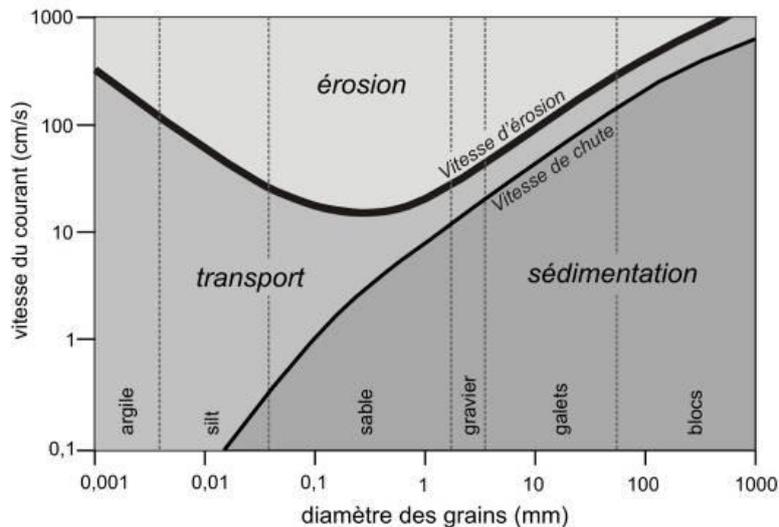


Figure 1.11 : Diagramme de Hjulstrom, lois d'érosion et de déposition des sédiments (Hjulstrom, 1935)

L'évolution morphologique des rivières est principalement due au transport sédimentaire avec les processus d'érosion et de dépôt (Bigot and Rome, 2012). Une analyse de cette évolution montre qu'il existe des zones préférentielles d'érosion et de dépôt (Forst, 2010). Le fonctionnement d'équilibre dynamique des cours d'eau est caractérisé par une interaction permanente entre ces deux processus (Kaupe and Geffray, 2012).

Ces deux processus dépendent principalement du débit et de la pente du cours d'eau. Le phénomène d'érosion intervient : soit en amont des bassins versants montagneux sous l'action des précipitations qui arrachent des matériaux, qui sont ensuite transportés par simple gravité vers le cours d'eau, soit lorsque le débit du cours d'eau est important, soit lors d'une rupture de pente, soit pour des morphologies méandriformes de la rivière où la rive extérieure (concave) est une zone d'érosion privilégiée sous l'effet de la force centrifuge.

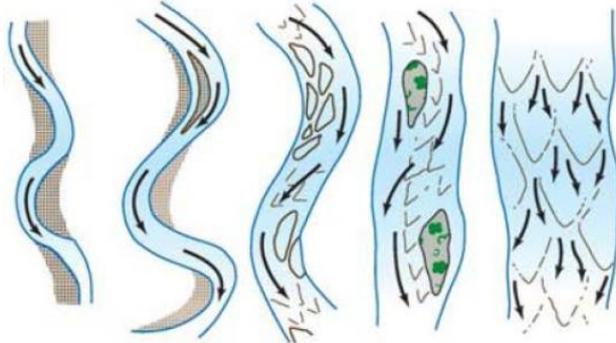
Le phénomène de dépôt de matériaux apparaît quand l'écoulement dans le cours d'eau perd de « l'énergie » :

- pour un débit liquide faible
- ou une faible pente du cours d'eau
- ou pour des cours d'eau méandriformes au niveau de la rive intérieure (convexe).

4.5. Évolution morphologique des rivières

Les rivières sont des milieux hétérogènes, dynamiques et mobiles dans l'espace et dans le temps. Elles constituent un système qui recueille et transporte vers l'aval, sous l'effet de la gravité, les eaux des pluies et des sources d'un même bassin versant (Forst, 2010). En parcourant un cours d'eau de l'amont vers l'aval au fil des saisons ou à plusieurs années d'intervalle, une évolution morphologique s'expliquant par des phénomènes physiques dont le transport sédimentaire et biologique est constaté. Ainsi l'étude de l'hydrodynamique des rivières est fondamentale pour la protection de l'environnement.

Au fil de temps, les rivières subissent des changements majeurs par exhaussement du lit et changement du style fluvial (fluviaux rectilignes, en tresses, ou à méandres). Ces changements sont des réponses relatives aux fluctuations des flux hydriques et solides, sur des échelles temporelles de plusieurs décennies à plusieurs siècles. Il est à noter aussi que les variations des flux hydriques et sédimentaires dépendent des changements topographiques et climatiques.



Exemples d'une rivière rectiligne, en tresse, et à méandre.



Rivière méandriformes
« Sacramento River, USA »



Rivière Anabranche
« Saskatchewan, Canada »



Rivière en tresses
« Resurrection River, Alaska »

Figure 1.12 : Évolution morphologique des rivières dans le monde (Schmitt, 2013)

Dans les rivières torrentielles, le transport sédimentaire de fonds (charriage) qui détermine la morphologie du lit se produit principalement au moment des hautes eaux et lors des crues (Belleudy, 2001). Les différents matériaux qui forment le lit de la rivière sont transportés par l'eau en fonction de leur taille et de leur localisation dans le lit. Plusieurs travaux ont été menés pour étudier la quantification des sédiments transportés au niveau des rivières lors des crues, ainsi que les impacts des aménagements des rivières, et la préservation des capacités d'écoulement en crue. Mais l'obstacle majeur à l'avancement de la connaissance de ces phénomènes de transport de sédiments est la difficulté à obtenir des mesures fiables du transport solide par charriage par manque de technologies efficaces.

4.5.1. Les formes du fond

Le transport de sédiments en rivière génère des déformations non négligeables du lit (rides, dunes, antidunes) qui à leur tour, influencent le transport en modifiant la résistance à l'écoulement, ou la pente locale d'énergie. Une bonne prise en compte de ces interactions est donc primordiale pour la prédiction du charriage. Mais, par manque de connaissance de la physique du phénomène, en particulier dans le cas de fortes pentes, ces dernières sont délaissées.

L'interaction de l'écoulement et du transport solide crée souvent des formes de fonds tels que les rides, les dunes, antidunes. Ces ondulations peuvent à leur tour interagir avec le flux, et modifient la capacité des sédiments transportés. Afin de comprendre les variations de la résistance à l'écoulement sous différentes conditions de débit de sédiments, il faut identifier les conditions d'existences de ces différentes formes au niveau du lit. Les termes couramment utilisés pour les formes de lit dans la littérature peuvent être résumés comme suit (Simons et al, 1992).

- **Lit plat** : Il s'agit d'une surface plane, sans lit d'élévation ou de dépression
- **Rides** : ce sont des formes du lit de petites longueurs d'onde inférieure à 30cm et la hauteur de moins de 5 cm (Colombini et Stocchino, 2011). Les profils d'entraînement sont à peu près triangulaires, avec de longues pentes douces en amont et courtes pentes raides en aval. Elles sont formées lorsqu'un débit est relativement faible, et elles sont constituées de matériaux nobles, dont D_{50} inférieure à 0,7 mm. La taille des rides est principalement contrôlée par la taille des grains. D'après (Van Rijn, 1984), elles n'apparaissent que pour des tailles de grain inférieures à 0,5 millimètres (Liu, 2001).
- **Dunes** : Il s'agit de formes de grande taille (longueur jusqu'à six fois la hauteur d'eau) typiques des rivières de sable (Garcia, 2007). Les dunes sont des collines de sable constituées de grains relativement mobiles au voisinage de leur surface où ils sont moins compactés qu'en profondeur (Belleudy et al., 2013). La taille des dunes est principalement contrôlée par la profondeur de l'écoulement. Les dunes sont constituées de gros grains, avec D_{50} supérieure à 0,6 mm. Avec l'augmentation de l'intensité de l'écoulement, les dunes grandissent. Les conséquences du ruissellement sur le versant terrestre aval de la dune s'accompagnent d'une érosion due aux fortes vitesses (Charru et al., 2013).

- **Antidunes** : lorsque le régime d'écoulement est torrentiel, c'est-à-dire lorsque la vitesse est assez élevée (supérieure à la vitesse des ondes de surface) pour une faible profondeur, inférieure à la profondeur critique, des formes clairement distinctes, appelées antidunes, sont observées. La forme des antidunes est pratiquement symétrique, sans décollement marqué de la couche limite sur le fond (Belleudy et al., 2013).

En raison du rôle important qu'elles jouent dans la sédimentation des rivières et de leur importance dans les structures sédimentaires, les formes de fond en général et les dunes en particulier, ont reçu une attention toute particulière des ingénieurs, des chercheurs, des sédimentologues et géomorphologues (Ashley, 1990 ; Recking, 2013). Les dunes sont une des formes les plus courantes de lit de sédimentation, se présentant dans une gamme de tailles de sédiments de limon et de sable à gravier. Des études récentes montrent également que les dunes peuvent former la majorité des dépôts de rivières tressées de sable (Best, 2005). Des travaux expérimentaux ont également montré le rôle critique de ces formes de fond dans l'évolution morphologique des rivières, les dunes provoquant un gradient de pression qui influence le flux de convection.

Les notions de bases sur le transport sédimentaire étant posées, intéressons-nous aux différentes modélisations possibles de ce transport dans le cas des rivières.

4.6. Modélisation du transport de sédiments

La quantification du transport sédimentaire en rivière est une tâche de grande importance hydraulique fluviale. Dans ce contexte, de nombreuses recherches ont été effectuées permettant de résoudre de nombreuses problématiques autour du développement des modèles de transport complexes (Plecha et al., 2011). Les phénomènes d'écoulement et du transport des sédiments dans les rivières sont caractérisés par la présence de la turbulence, par la variation de la surface libre, par le changement du lit, par l'interaction de phase, etc. À l'heure actuelle, la plupart des modèles de transport des sédiments ont adopté les hypothèses suivantes :

- Faible concentration des sédiments de telle sorte que l'interaction entre le flux et le mouvement des sédiments peut être négligée. Par conséquent, les équations de l'écoulement et d'advection diffusion des sédiments peuvent être résolues séparément.
- Le changement du lit est beaucoup plus lent que le mouvement des flux. Par conséquent, à chaque pas de temps le débit peut être calculé en supposant un lit « fixe ».
- Le mécanisme d'érosion et de dépôt en matière de lit est pris en compte par l'introduction de facteurs de correction de la capacité non uniforme de la formule de la capacité de transport de sédiment (Hergault, 2011).

Généralement, les charges totales dans les directions longitudinales et transversales sont divisées en transport par charriage et transport en suspension :

$$q_{ti} = q_{bi} + q_{si} \quad (77)$$

- q_{ti} : le transport de sédiments total selon la direction i

- q_{si} : le transport de sédiments en suspension selon la direction i
- q_{bi} : le transport de sédiments par charriage selon la direction i

La Figure 1.13 nous renseigne sur la configuration de l'écoulement dans une rivière.

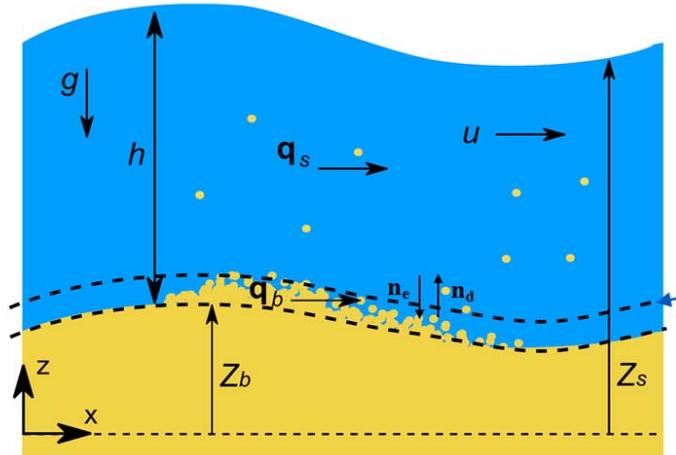


Figure 1.13 : Configuration de l'écoulement dans un canal

Les modèles de transport fournissent le débit de sédiments transportés en fonction des conditions d'écoulement. Ils sont tous établis pour des conditions hydrauliques bien déterminées (Wu, 2002). De nombreuses équations ont été développées et testées pour la prédiction du transport de sédiments, ce qui pourrait rendre difficile le choix des équations les plus appropriées dans la quantification du transport solide. Ci-après une revue détaillée sur les méthodes les plus utilisées dans le calcul du transport de sédiments. Ces méthodes étant établies pour des conditions bien particulières, elles n'ont pas forcément les mêmes objectifs ; soit elles cherchent à évaluer le transport solide dans une section bien déterminée en s'appuyant sur des variables facilement mesurables à grande échelle, comme la pente ou bien la hauteur d'eau moyenne, soit dans toute la section. Le but de ces modèles est de pouvoir réaliser facilement des bilans sédimentaires. Pour la modélisation numérique, il est plus pertinent d'utiliser des formules utilisant directement les variables du calcul, à savoir la hauteur d'eau et la vitesse moyennée sur la verticale, ou bien la contrainte.

Le modèle complet du transport solide total peut être calculé à partir de l'équation suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(UC)}{\partial x} + \frac{\partial(VC)}{\partial y} + \frac{\partial(WC)}{\partial z} - \frac{\partial(V_s C)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \left(\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial z} \right) \quad (78)$$

Où :

- U, V, W sont les 3 composantes de la vitesse de l'écoulement
- C est la concentration de sédiments
- ε_s est le coefficient de diffusion

L'équation (78) ci-dessus est applicable aux deux modes de transport dans une colonne d'eau. Cependant, comme la charge de fond se comporte différemment de la charge suspendue, la colonne d'eau est souvent divisée en deux zones : une zone dite de charriage allant de z_b

jusqu'à l'élévation de $(z_b + \delta_b)$ et une zone de suspension allant de $(z_b + \delta_b)$ jusqu'à z_s , avec δ_b est l'épaisseur de la zone de charriage.

4.6.1. Transport de sédiments en suspension

La charge en suspension est constituée par des matériaux dont la taille et la densité leur permettent, dans des conditions d'écoulement bien déterminées, de se déplacer sans toucher le fond. La Figure 1.14 représente la répartition du profil de vitesse, de concentration, et du transport en suspension.

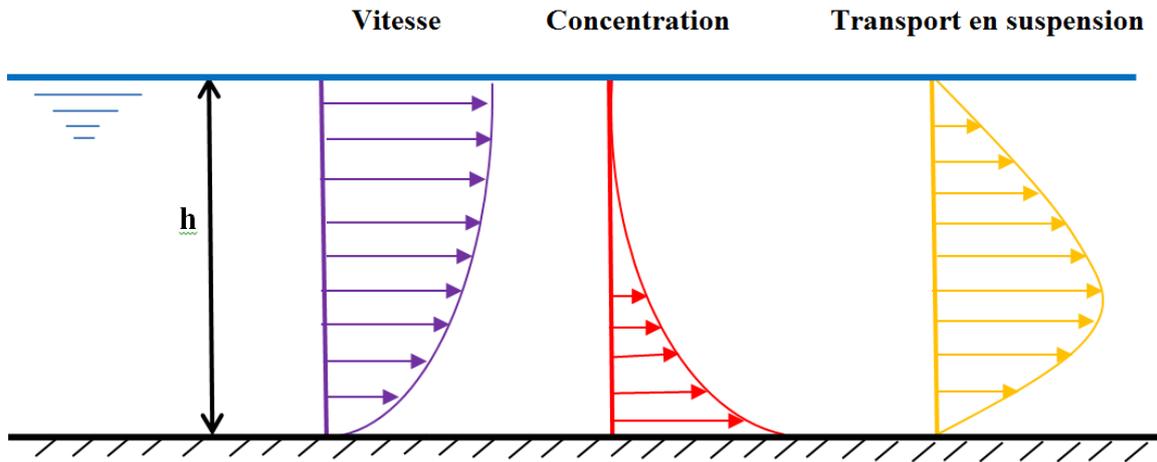


Figure 1.14 : Profil de vitesse, de concentration et du transport solide en suspension, écoulement dans un canal (Van Rijn, 1993)

Plusieurs modèles numériques et analytiques ont été développés dans la littérature (Terfous et al., 2013). La dérivation des formules du transport des sédiments en suspension découle de la théorie des échanges dans les écoulements sous la condition d'équilibre (Yang, 2003). En 1950, Einstein décrit le comportement des particules en suspension des sédiments comme étant l'intégrale du produit de la vitesse U et de la concentration C entre le bord de la couche de charriage ($z = a$) et la surface de l'eau ($z = h$) :

$$q_s = \int_a^h UC \, dz \quad (79)$$

Il est donc important d'étudier au préalable la répartition des concentrations et des vitesses pour la modélisation du transport sédimentaire en suspension. Il existe plusieurs modèles de distribution des vitesses et des concentrations (Camenen and Magnus, 2006). Ci-après une description de ces modèles sera présentée.

a. Profil de vitesse

Dans la couche turbulente, la contrainte de cisaillement totale ne contient que la contrainte de cisaillement turbulente.

$$\tau_t(z) = \tau \left(1 - \frac{z}{h} \right) \quad (80)$$

À partir du théorème de longueur de mélange de Prandtl, on a :

$$\eta_t = \rho l^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \quad (81)$$

avec

$$l = \kappa z \left(1 - \frac{z}{h} \right)^{0.5} \quad (82)$$

Où κ la constante de Von Karman prise égale à 0.41

$$\frac{du}{dz} = \frac{\sqrt{\eta_t/\rho}}{\kappa z} = \frac{u_*}{\kappa z} \quad (83)$$

Après intégration, le profil de vitesse logarithmique connu est :

$$u(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (84)$$

Pour des valeurs croissantes de la vitesse de cisaillement, les particules vont se déplacer le long du lit par des sauts plus ou moins réguliers (saltations), lorsque les valeurs de la vitesse de cisaillement de lit deviennent comparables à celles de la vitesse de chute des particules, les particules des sédiments sont en suspension (Holmes and Garcia, 2002).

b. Modèle numérique de transport en suspension

Le modèle complet de calcul du transport en suspension peut aussi s'écrire aussi sous la forme suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} [(U_j - V_s \delta_{j3}) C] = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_t}{\sigma_c} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) \quad (85)$$

avec

- δ_{j3} : Symbole de Kronecker où $j = 3$, indiquant la direction verticale,
- σ_c : Nombre turbulent de Schmidt relative à la diffusivité turbulente des sédiments,
- ε_s : La viscosité d'Eddy.

A la surface libre, le flux vertical des sédiments est nul, par conséquent la condition aux limites du modèle de transport en suspension s'écrit :

$$C V_s + \varepsilon_s \frac{dC}{dz} = 0 \quad \text{pour} \quad z = z_s \quad (86)$$

La condition aux limites de fond à $z = z_b + \delta_b$, assure la condition d'équilibre de la concentration près du fond :

$$c \Big|_{z=z_b+\delta_b} = c_{eq} \quad (87)$$

C_{eq} est la concentration des sédiments à l'équilibre.

➤ **Modèle 2D de transport solide en suspension**

La concentration moyenne suivant la verticale des sédiments en suspension c , définit par :

$$c = \frac{1}{(h - \delta_b)u} \int_{z_b + \delta_b}^{z_s} U C dz \quad (88)$$

En intégrant l'équation (78) selon la verticale dans la zone de suspension (de $z_b + \delta_b$ jusqu'à z_s) (Wu, 2002), le modèle 2D de transport solide en suspension est donné par :

$$\frac{\partial}{\partial t}(hc) + \frac{\partial}{\partial x}(huc) + \frac{\partial}{\partial y}(hvc) = \frac{\partial}{\partial x} \left(h \left(\varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial x} + D_{sx} \right) \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \left(\varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial y} + D_{sy} \right) \right) + n_e - n_d \quad (89)$$

avec

- n_e : le taux d'érosion,
- n_d : le taux de déposition,
- D_{ij} : ($i = 1, 2$) les termes de dispersion.

➤ **Modèle 1D de transport solide en suspension**

Soit la concentration moyenne des sédiments en suspension \bar{C} dans une section (zone de suspension (de $z_b + \delta_b$ jusqu'à z_s)), définit comme étant :

$$\bar{C} = \frac{1}{AU} \iint_A U C dA \quad (90)$$

Avec

- \bar{C} : la concentration moyenne des sédiments en suspension,
- A : la section de l'écoulement.

L'intégration de l'équation (78) dans la section A , permet l'obtention de l'équation de convection-diffusion.

$$\frac{\partial}{\partial t}(A\bar{C}) + \frac{\partial}{\partial x}(AU\bar{C}) = \frac{\partial}{\partial x} \left(A\varepsilon_s \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \right) + B(n_e - n_d) \quad (91)$$

La résolution de cette équation peut utiliser les différences finies (Wu et al., 2000), où les dérivées sont approximées au moyen de développements de Taylor.

c. Modèles empiriques de transport en suspension

Toutes les formules de transport en suspension, reposent sur une relation entre le flux de sédiments à l'exutoire et les différentes variables climatiques et physiques. La première formule appliquée est celle de Lane (1941), pour le calcul du transport solide en suspension. Einstein (1950) propose une nouvelle formule pour le calcul du débit solide de la matière en suspension en se basant sur les intégrales d'Einstein. Bagnold (1966) s'est basé sur un concept de l'équilibre énergétique relatif au transport en suspension. La charge en suspension par unité de surface est supportée par une contrainte perpendiculaire au lit. La capacité de transport solide en suspension peut être déduite à partir de l'équilibre énergétique. Le Tableau 1.1 regroupe les formules les plus utilisées pour le calcul du transport solide en suspension.

Tableau 1.1 : Modèle de transport de sédiments en suspension

Auteurs	Formules
Einstein 1950	$q_s = 11,6 \cdot u_* C(a) \cdot a \left(\log \left(\frac{30,2 \cdot e \cdot h}{d} \right) I_1 + I_2 \right)$ $I_1 = 0,216 \frac{A^{(\Gamma-1)}}{(1-A)^\Gamma} \int_A^1 \left(\frac{1-B}{B} \right)^\Gamma dB$ $I_2 = 0,216 \frac{A^{(\Gamma-1)}}{(1-A)^\Gamma} \int_A^1 \left(\frac{1-B}{B} \right)^\Gamma \ln B \cdot dB$
Bagnold 1966	$q_s = \frac{e_s (1 - e_b) \tau \bar{u}}{(\rho_s - \rho) g \cos \beta \left(\left(\frac{V_s}{\bar{u}} \right) - \tan \beta \right)}$
Bijker 1971	$q_s = 1,83 q_b (I_2 + I_1 \ln (33 h / K_s))$
Van Rijn 1984	$q_s = 0,012 \bar{u} h \left(\frac{\bar{u} - \bar{u}_*}{(RgD_{50})^{0.5}} \right)^{2.4} \left(\frac{D_{50}}{h} \right) \left(\frac{1}{D_*} \right)^{0.6}$

- C (a) : concentration à un niveau (a) par rapport au fond,
- e : coefficient de correction,
- a : niveau de référence,
- I₁, I₂ : intégrales d'Einstein,
- A = a/h : niveau de référence adimensionnel,
- B = z/h : coordonnée verticale adimensionnelle,
- β : angle de fond par rapport à l'horizontale,
- tanβ : pente de fond,
- Γ : nombre de suspension $\Gamma = V_s / (\kappa \cdot u_*)$,
- e_b : facteur d'efficience du transport par charriage,
- e_s : facteur d'efficience du transport en suspension,
- K_s : Coefficient de Strickler

4.6.2. Transport de sédiments par charriage

De nombreux travaux effectués depuis plus de 20 ans dans le monde ont permis d'étayer de nombreuses problématiques autour du développement des modèles de transport complexes avec des modèles prédictifs notamment pour le transport solide par charriage. Parmi ces modèles, le plus utilisé en hydraulique fluviale est celui de Wu et al. (2000). Le modèle complet est obtenu par intégration de (78) dans la zone de charriage (de z_b à z_b + δ_b).

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial(\delta_b c_b)}{\partial t} + \frac{\partial(q_{bx})}{\partial x} + \frac{\partial(q_{by})}{\partial y} + n_e - n_d = 0 \quad (92)$$

avec

- q_{bx} et q_{by} : les composantes de transport de matériaux du lit, respectivement dans la direction de x et de y .
- p : la porosité de matériaux de fond.
- c_b : la concentration des sédiments moyennée sur l'épaisseur de la zone de charriage.

Au niveau de la zone de charriage ($z_b + \delta$) la concentration des sédiments est très élevée, et la variation de la concentration est faible au cours du temps, donc le terme $\partial(\delta_b c_b)/\partial t$ peut être négligé (Frey, 2008). Les deux termes n_e et n_d représentent l'échange de matériaux entre les deux couches, de charriage (δ_b), et la couche de suspension ($h - \delta_b$). En ce qui concerne la capacité de transport solide par charriage, elle est déterminée à partir de lois empiriques. Dans ce contexte, des recherches avancées ont eu lieu afin d'établir des relations permettant d'estimer le débit solide du fond d'un cours d'eau.

a. Modèles empiriques de transport sédimentaire

La modélisation du transport solide par charriage met en œuvre 3 paramètres (longueur, temps et masse), le transport solide par charriage adimensionnel (q_b^*) peut s'écrire en fonction du paramètre de Shields (η^*), de nombre de Reynolds (R_e), de la densité relative (R), de la pente (I), et du rapport (h/D). La détermination d'une relation reliant (q_b^*) et les autres paramètres a fait l'objet de plusieurs travaux dans la littérature :

- en se basant sur la théorie : Duboys (1879), Einstein (1950), Bagnold (1966), etc.
- en se basant sur des expériences : Meyer-Peter and Müller (1948), Wong (2003), Recking et al. (2010), Lajeunesse et al. (2010), etc.

En considérant les différentes lois établies pour le calcul du transport solide par charriages une première formule donnée par DuBoys (1879), suppose que les particules de sédiments se déplacent le long du fond en diminuant progressivement les champs de vitesses dans la direction verticale vers le bas. Par la suite, Meyer-Peter and Müller (1948) proposent une nouvelle formule, issue d'expériences en canal avec des particules uniformes et des mélanges de particules. Sur la base de l'analyse des données, une formule relativement simple est obtenue. Ensuite, Einstein (1950) introduit des méthodes statistiques pour représenter le comportement turbulent de l'écoulement. Il donne une description détaillée du mouvement des particules où la probabilité d'échange d'une particule est liée à la force de portance hydrodynamique et au poids des particules. Bagnold, en 1966 a introduit un concept énergétique. Bijker (1971) utilise la formule de la charge de fond de Frijlink (1952) avec une petite adaptation (Jenniskens, 2001). Il suppose également une épaisseur de fond avec différentes couches. La méthode développée par Engelund and Fredsoe (1976) prend en considération le transport individuel des particules. La charge solide est déterminée à partir de la quantité des particules en mouvement, de leurs vitesses de déplacement et de leurs volumes. Nielsen (1992) propose une nouvelle formule, obtenue en ajustant la taille des grains de sable, et de gravier uniforme dans les données de transport solide. Cette relation a également été obtenue par Soulsby (1997). Wong (2003) donne une nouvelle relation pour des

résultats similaires à ceux obtenus par Meyer-Peter and Müller (1948) et Einstein (1950). Recking (2013) propose une nouvelle formule, en se basant sur l'influence du tri granulométrique sur le transport solide par charriage (Recking et al., 2008).

Tableau 1.2 : Modèles les plus utilisés pour le calcul du transport de sédiments par charriage (q_b^*)

Auteurs	Formules
Meyer-Peter and Müller 1948	$q_b^* = 8 (\tau^* - \tau_c^*)^{\frac{3}{2}}$ $\tau_c^* = 0,047$
Einstein 1950	$q_b^* = \begin{cases} \frac{K \exp(-0.391/\eta^*)}{0,465} & \text{si } \eta^* < 0,182 \\ 40K\eta^* & \text{si } \eta^* \geq 0,182 \end{cases}$ $K = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36}{D_*^3}} - \sqrt{\frac{36}{D_*^3}}$ K coefficient d'Einstein
Van Rijn 1984	$q_b^* = \frac{0.053}{D_*^{0.3}} \exp\left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} - 1\right)^{2.1}$
Engelund 1976	$q_b^* = 18,74 (\tau^* - \tau_c^*) (\sqrt{\tau^*} - 0.7\sqrt{\tau_c^*})$
Nielson 1992	$q_b^* = 12 (\tau^* - \tau_c^*) (\sqrt{\tau^*})$
Wong 2003	$q_b^* = 3,97 (\tau^* - \tau_c^*)^{\frac{3}{2}}$
Recking 2013	$q_b^* = \begin{cases} 0,00005 \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*}\right)^{12.9} & \text{avec } \tau^*/\tau_c^* < 2,11 I^{0.066} \\ 14 \tau^{*2.5} & \text{avec } \tau^*/\tau_c^* < 2,11 I^{0.066} \end{cases}$

Les formules du Tableau 1.2 sont établies pour la prédiction du transport solide par charriage dans des conditions bien précises, dont le domaine d'application est défini dans Tableau 1.3.

Tableau 1.3 : Domaine d'application de ces lois de transport par charriage

Formules	Domaine d'application
Meyer-Peter et Müller (1948)	0,40 < D < 29 mm
Engelund and Fredsoe (1976)	0,15 < D < 0,93 mm
Einstein (1950)	0,30 < D < 29 mm
Van Rijn (1984)	0,50 < D < 20 mm 0,062 < D < 50 mm
Recking (2013)	0,40 < D < 44 mm

Il est à noter qu'il n'y a pas de formule universelle pour le transport solide et que la prédiction est difficile parce que l'écoulement dans les canaux ouverts est généralement turbulent, pour une géométrie irrégulière et variable avec le temps (Wu et al, 2000). La plupart des formules se fondent, soit directement soit indirectement sur des mesures par prélèvement d'échantillons, ou sur des levés topographiques (Sanchez and Wu, 2011). Enfin, ces lois ne sont applicables que dans des domaines particuliers propres à un type de matériaux ou d'écoulement.

Recking (2006) propose un nouveau modèle de calcul de transport solide par charriage. Le but est de prendre en compte les effets de charriage sur le coefficient de frottement. Recking (2006) dans ses études, s'intéresse uniquement au charriage, généralement modélisé par une relation semi-empirique basée sur le concept de la force tractrice, où $(\tau^* - \tau_c^*)$ est « l'excès » de contrainte (adimensionnelle) responsable de l'intensité du transport, et calculé par rapport à la valeur critique de début du mouvement τ_c^* . Par ailleurs, d'un point de vue pratique, τ^* est généralement inconnu et doit être calculé à partir des données disponibles qui sont (dans le meilleur des cas) le débit Q, le diamètre caractéristique des sédiments D et la pente du lit I (Recking, 2008).

Or la prise en compte du charriage permet une meilleure connaissance des lois de frottement. Il serait intéressant de vérifier comment les lois de frottement peuvent à leur tour permettre une meilleure connaissance des lois de transport (Recking et al., 2010).

- *Pour des sédiments uniformes*

Pour des sédiments uniformes, Recking en 2006 propose une nouvelle loi pour la quantification du transport solide par charriage, obtenue à partir d'un ajustement :

$$q^* = \begin{cases} 0,00005 \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} \right)^{12,9} & \text{pour } \tau^*/\tau_c^* < 2,11.I^{0,066} \\ 14 \tau^{*2,45} & \text{pour } \tau^*/\tau_c^* > 2,11.I^{0,066} \end{cases} \quad (93)$$

- *Pour des sédiments non uniformes*

Pour des sédiments non uniformes, (Recking, 2013) propose une nouvelle formule de transport solide par charriage donnée par la relation suivante :

$$q^* = (14\tau^* D_{84}^{*2,5}) / (1 + (\tau_m^* / \tau_{D84}^*)^4) \quad (94)$$

avec

$$\tau_m^* = \begin{cases} (5I + 0.06)(D_{84} / D_{50})^{4.4\sqrt{I}-1.5} & \text{Gravier} \\ 0.045 & \text{Sable} \end{cases} \quad (95)$$

4.6.3. Modélisation de l'évolution morphologique des rivières

Le dépôt des sédiments sur le fond et leur remise en suspension après érosion étant modélisés ; le bilan des flux sédimentaires à l'interface eau et sédiment permet alors d'évaluer les évolutions morphologiques des fonds. L'équation d'Exner est utilisée en général pour le calcul de l'évolution du lit dans un canal (Villaret and Hervouet, 2006) :

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial(q_{ti})}{\partial x_i} = n_d - n_e \quad (96)$$

Cette équation relie la déformation du lit $\partial z_b / \partial t$ à la variation spatiale du transport de la charge sédimentaire $\partial q_{ti} / \partial x_i$. En effet, pour quantifier la charge totale du sédiment, celle-ci est divisée en matériaux en suspension et en charge de fond, d'où un partage du domaine d'écoulement en une zone de charriage d'épaisseur δ_b et une autre zone en dessus d'épaisseur $(h - \delta_b)$. L'échange de sédiments entre les deux couches se traduit à travers la déposition (flux des sédiments descendant) avec un taux n_d et à travers l'entraînement (flux des sédiments ascendant) avec un taux n_e . Le flux net est la limite reliant les deux couches.

4.7. Nouvelle approche de calcul du transport solide par charriage

L'approche classique de calcul des taux de sédiments par charriage consiste à établir une relation entre le taux local volumétrique de flux de particules, et la contrainte de cisaillement locale exercée par l'écoulement du fluide sur le lit. Ces rapports estiment implicitement que le flux de particules est en équilibre avec la contrainte de cisaillement, et par conséquent ignorent tout effet de relaxation (Charru, 2007). En 1984, Van Rijn propose une alternative différente pour déterminer la dépendance du transport de sédiment par charriage de n et de U_p , décrite par :

$$q_b = \delta_v n U_p \quad (97)$$

avec

- n : Nombre des particules en mouvement
- U_p : Vitesse de déplacement des particules
- δ_v : Volume d'une seule particule

Le déplacement des particules sur le fond présente un comportement intermittent, où nous distinguons des phases de mouvement et des phases de repos. Cette approche a motivé plusieurs chercheurs d'étudier la trajectoire des particules charriées sur un lit érodable (Fernandez-Luque and Van Beek, 1976 ; Van Rijn, 1984 ; Nino et Garcia, 1994 ; Charru et al., 2004). Le problème des modèles classiques réside dans la variation brusque de la vitesse de l'écoulement dans l'espace ou dans le temps. En effet, le flux de grains peut ne pas s'adapter immédiatement à la nouvelle contrainte ; en raison des échelles de variation courtes ou rapides, des retards peuvent se manifester, appelé aussi un phénomène de relaxation. Afin de surmonter cette limitation, Charru et al. (2004) proposent un nouveau modèle d'érosion et de dépôt, prenant en compte ce phénomène de relaxation. Ce modèle a été développé pour des écoulements laminaires (Charru, 2004), puis pour des écoulements turbulents (Charru, 2006). En continuité de ces travaux de recherche, Lajeunesse et al. (2010) ont réalisé une étude expérimentale validant le modèle de Charru (2006). À l'issue de ces expériences, Lajeunesse et al. (2010) proposent une nouvelle formule empirique pour le calcul du transport de sédiments par charriage.

4.7.1. Modèle d'érosion-déposition Charru (2006)

Soit $n(x, t)$ le nombre de grains mobiles par unité de surface, et $U_p(x, t)$, la vitesse moyenne de déplacement des particules. Soient, le flux de particules $Q = n U_p$, \dot{n}_e le taux d'érosion, et \dot{n}_d le taux de déposition des particules. La variation temporelle du nombre de grains dans une tranche d'épaisseur dx , et de largeur unité (Figure 1.15), s'exprime :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \dot{n}_e - \dot{n}_d - \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (98)$$

Ce modèle d'érosion-déposition a été proposé et validé expérimentalement par Charru et al. (2004), puis par Lajeunesse et al. (2010) pour des écoulements turbulents.

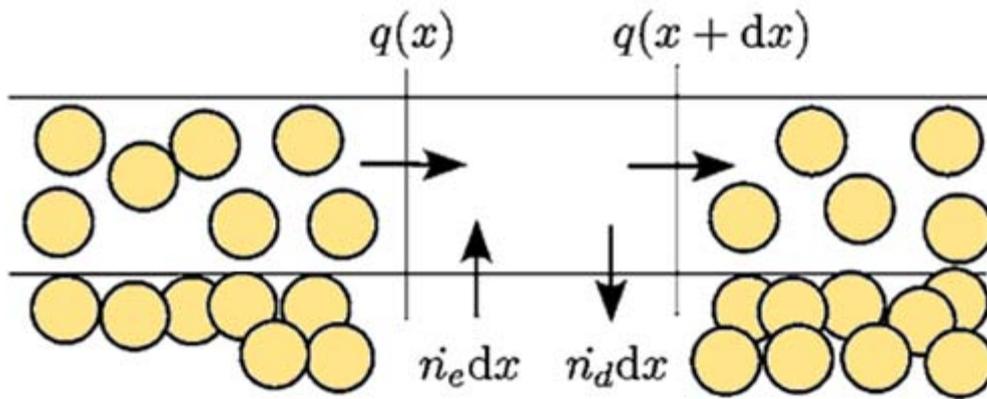


Figure 1.15 : Schéma des flux de particules dans une bande de la couche mobile de longueur dx et de largeur unité (Charru, 2007)

La résolution du modèle d'érosion-déposition (98), nécessite la modélisation de la vitesse de déplacement des particules U_p , du taux d'érosion \dot{n}_e , et du taux de déposition \dot{n}_d .

4.7.2. Modélisation de la vitesse des particules : U_p

La vitesse moyenne des particules transportée par charriage découle de l'équilibre entre la force de traînée exercée sur la particule et la quantité de mouvement perdue lors des interactions avec le lit (Houssais, 2013).

En introduisant le cisaillement de référence τ_{ref} , la relation décrivant la vitesse de déplacement des particules est :

$$U_p = V_s \frac{c_u c_d}{c_e} \frac{\tau}{\tau_{ref}} \quad (99)$$

Où
$$\tau_{ref} = \frac{c_d}{c_u} \frac{\rho V_s}{D} \quad (100)$$

où c_e est un coefficient d'érosion, c_d est un coefficient de déposition, c_u est coefficient lié au déplacement des particules. Charru et al (2004) proposent à partir d'observations expérimentales : $c_d = 0.067$, $c_e = 0.0017$ et $c_u = 0.1$.

4.7.3. Modélisation du taux d'érosion : \dot{n}_e

Le taux d'érosion \dot{n}_e pour un lit à une seule taille de grain peut être déterminé par :

$$\dot{n}_e = \frac{1}{D^2 t_e} \quad (101)$$

Où t_e est le temps caractéristique d'érosion. Il correspond à la capacité de l'écoulement pour mettre un grain en mouvement. Au bout d'un intervalle de temps Δt , une particule atteint une variation de vitesse ΔU_p , proportionnelle à une force de frottement (F_c) :

$$\rho_s D^3 \frac{\Delta U_p}{\Delta t} \propto F_c \quad (102)$$

En se basant sur l'hypothèse que la vitesse caractéristique des particules érodées est de l'ordre de la vitesse de chute, cela équivaut à écrire :

$$\rho_s D^3 \frac{V_s}{t_e} = c_e (\tau - \tau_c) D^2 \quad (103)$$

où c_e est un coefficient d'érosion.

En reprenant les équations ci-dessus, le taux d'érosion des particules pour une seule taille de grain peut être déterminé par :

$$\dot{n}_e = c_e \frac{\rho}{\rho_s} \frac{V_s}{D^3} (\tau^* - \tau_c^*) \quad (104)$$

4.7.4. Modélisation du taux de déposition : \dot{n}_d

De la même manière comme dans la modélisation du taux d'érosion, le taux de déposition des particules peut s'écrire aussi sous la forme :

$$\dot{n}_d = \frac{n}{t_d} \quad (105)$$

Lajeunesse et al (2010) ont trouvé expérimentalement que le temps de vol moyen des particules est strictement proportionnel à D/V_s :

$$\frac{1}{t_d} = c_d \frac{V_s}{D} \quad (106)$$

où c_d est un coefficient de déposition.

La nouvelle expression de \dot{n}_d peut s'écrire alors sous la forme :

$$\dot{n}_d = n c_d \frac{V_s}{D} \quad (107)$$

4.7.5. Loi empirique de Lajeunesse

Pour un écoulement stationnaire et uniforme sur un fond plat, où est atteint l'état d'équilibre, c'est-à-dire les taux d'érosion et de dépôt s'équilibrent.

À partir des équations précédentes :

$$\text{Pour } \dot{n}_e = \dot{n}_d \rightarrow \begin{cases} \dot{n}_d = \frac{n_{\text{sat}}}{t_d} \\ \dot{n}_e = \frac{1}{D^2 t_e} \end{cases} \rightarrow n_{\text{sat}} D^2 = \frac{t_d}{t_e} \quad (108)$$

avec n_{sat} : nombre de particules en mouvement à saturation

En remplaçant dans l'équation (108) par les expressions de t_e et t_d :

$$\text{Pour } \dot{n}_e = \dot{n}_d \rightarrow \begin{cases} \frac{1}{t_d} = c_d \frac{V_s}{D} \\ \frac{1}{t_e} = c_e \frac{\rho}{\rho_s} \frac{V_s}{D} (\tau^* - \tau_c^*) \end{cases} \rightarrow \frac{t_d}{t_e} = \frac{c_e}{c_d} \frac{\tau - \tau_c}{\rho V_s^2} \quad (109)$$

À partir de l'équation (108) et (109)

$$n_{\text{sat}} \cdot D^2 = \frac{c_e}{c_d} (\tau^* - \tau_c^*) \quad (110)$$

À l'issue de ses expériences, Lajeunesse et al. (2010) proposent des nouvelles valeurs des coefficients c_e , c_d et c_u et proposent une nouvelle formule empirique donnée par l'équation suivante.

$$q_b^* = 10,6 (\tau^* - \tau_c^*) (\sqrt{\tau^*} - \sqrt{\tau_c^*} + 0,025) \quad (111)$$

Lajeunesse et al. (2010) ont trouvé expérimentalement $c_d = 0,094$, $c_e = 0,43$ et $c_u = 0,11$. En présence d'un écoulement turbulent, seuls les deux coefficients c_d et c_e varient alors que c_u reste constant. Le coefficient de dépôt c_d varie faiblement, alors que le coefficient d'érosion c_e varie fortement et devient beaucoup plus important lors de l'expérience de Lajeunesse.

5. Conclusion

L'analyse bibliographique réalisée sur les crues ainsi que le transport sédimentaire dans les rivières présentés dans le chapitre 1 a permis dans un premier temps d'avoir une vue globale sur les différents modèles hydrauliques servant à décrire la propagation de l'onde de crue dans les rivières. Dans un second temps, à partir de la prévision du transport solide et des différents modèles développés, une nouvelle approche de calcul de transport solide par charriage est proposée à notre problématique au niveau du bassin versant de la Medjerda, pour pouvoir adapter un modèle de transport de sédiment, capable d'analyser l'évolution morphologique. Cette nouvelle approche doit également fournir des lignes directrices pour la prévision numérique de la sédimentation dans les rivières, ainsi que le fonctionnement des rivières pour réduire les dépôts de sédiments par les écoulements dans les canaux. Une analyse plus concrète de la sédimentation dans les canaux, appliquée sur des données expérimentales de la littérature, est présentée dans le chapitre 2, tandis que des simulations numériques 1D et 2D des processus de sédimentation dans un tronçon de la Medjerda sont traitées au chapitre 3.

Chapitre 2

**Simulations du transport
sédimentaire par charriage –
Application à des données
expérimentales de laboratoires**

1. Introduction

La prédiction du transport des sédiments dans les rivières est l'une des tâches les plus importantes en hydraulique fluviale, en raison de ses larges applications dans la nature. Elle s'avère utile pour résoudre les problèmes rencontrés dans les rivières tels que le transport de sédiments, les processus de dépôt et d'érosion, etc. En effet, les sédiments entraînés dans un flux peuvent être transportés par charriage, par glissement ou roulement tout le long du canal, ou en suspension (Chanson et al., 2004). La présente contribution portera sur la modélisation du transport des sédiments et de ses effets sur les changements morphologiques dans la rivière. En particulier, le transport du fond qui provoque des changements significatifs sur la morphologie des cours d'eau.

Une étude expérimentale a été menée au niveau d'une installation expérimentale du Laboratoire Sciences et Technologie de l'Eau (LSTE). L'objectif est de visualiser l'évolution morphologique du fond d'un canal constitué de sable fin sous l'effet d'un écoulement permanent. En outre, plusieurs simulations numériques avec différents modèles très cités dans la littérature ont été réalisées afin de simuler l'évolution morphologique de la couche de sable dans le canal. Dans un premier temps, une étude comparative de plusieurs lois empiriques pour le calcul de transport sédimentaire par charriage avec des données expérimentales mesurées lors de l'expérience de Lajeunesse et al. (2010) a été effectuée. Le but est de tester la nouvelle loi de Lajeunesse dans la prédiction de la charge du fond (Gharbi et al., 2014b). Par la suite, et afin de valider ce nouveau modèle, plusieurs tests de simulations ont été menés avec les données expérimentales de Recking (2006) et Sequeiros et al. (2010).

En outre, plusieurs tests de simulation ont eu lieu sur un ensemble de données. Les diamètres des particules considérées varient en allant de 1 μm à 2000 μm (du limon-argile au sable grossier) (Gharbi et al., 2014c). Ces comparaisons visent à vérifier d'abord l'influence de la granulométrie des sédiments sur la capacité du transport par charriage. Ensuite voir les limites de ces formules empiriques dans la prédiction du taux des sédiments charriés. Enfin, dans le but de reproduire l'étude expérimentale réalisée, des simulations avec différentes formules disponibles sous SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D ont été menées, pour simuler l'évolution morphologique au cours du temps de la couche de sable.

2. Simulations du transport sédimentaire par charriage

Les rivières subissent des modifications géomorphologiques en fonction des variations spatiotemporelles des flux liquides et sédimentaires (Belleudy, 2001). Parmi les agents qui influencent énormément la morphologie d'une rivière est le transport solide, en particulier le charriage (Ribberink, 1998). Cette contribution porte sur une étude comparative de plusieurs lois très répandues dans la quantification du transport solide par charriage avec des données expérimentales de la littérature.

2.1. Contexte et enjeux

L'estimation de la capacité de transport sédimentaire par charriage dans les rivières est d'une grande importance pour la gestion et l'aménagement de l'environnement ainsi que la prévention des catastrophes naturelles. Pour la description de charriage, de nombreuses formules empiriques ont été établies (Meyer-Peter and Muller, 1948 ; Bagnold, 1966 ;

Engelund and Fredsoe, 1976 ; Van Rijn, 1993 ; Wu et al., 2000, Recking, 2013). Van Rijn (1984) propose une nouvelle alternative pour le calcul du transport solide par charriage (Gharbi et al., 2014c). Van Rijn (1984) considère que le taux de transport par charriage peut également être défini comme le produit du nombre de particules en mouvement par unité de surface, par le volume de la particule et la vitesse de la particule (Garcia, 2007). Cette nouvelle approche a motivé plusieurs chercheurs pour développer des nouveaux modèles de transport solide par charriage (Fernandez-Luque et Van Beek, 1976 ; Nino et Garcia, 1994 ; Charru et al., 2004). Jusqu'à présent, la plupart des lois de transport solide par charriage proposées dans la littérature ont été concentrées sur l'établissement d'une relation entre le débit volumétrique des particules et la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement sur le lit. Ces relations considèrent implicitement que le flux de particules est en équilibre avec la contrainte de cisaillement, et par conséquent, aucun effet de relaxation n'est considéré (Charru et al., 2004). Afin de surmonter cette limitation, Charru et al. (2004) ont développé un modèle d'érosion-déposition à partir d'expériences d'écoulement visqueux. L'effet de relaxation considéré se rapporte au temps nécessaire pour qu'une particule entraînée dans l'écoulement puisse se reposer. Ce modèle a été appliqué à un écoulement laminaire avec une faible contrainte de cisaillement du lit où les particules sont transportées par charriage. Une extension du modèle à des écoulements turbulents a été proposée par Charru (2006). Ce modèle a été validé par une étude expérimentale en laboratoire, réalisée par Lajeunesse et al. (2010). D'autre part, en se référant au nouveau modèle de (Charru, 2006) et des données expérimentales, Lajeunesse et al. (2010) proposent une nouvelle formule empirique de transport solide par charriage.

Le présent travail porte sur des tests de simulations des modèles les plus utilisés dans le calcul du transport des sédiments par charriage avec des données expérimentales de la littérature. La première partie est consacrée aux tests de la nouvelle loi (Equation 111) proposée par Lajeunesse et al. (2010). Une étude comparative a été effectuée entre les résultats calculés par les modèles les plus répandus dans la littérature pour la quantification du transport de fond, en particulier le modèle de Lajeunesse, et les données expérimentales correspondantes. Par la suite, et dans le but de vérifier la validité de ce nouveau modèle pour d'autre cas d'étude, plusieurs simulations numériques ont été menées en se basant sur les données expérimentales de Recking (2006) et de Sequeros et al. (2010). L'objectif est de vérifier la fiabilité de la nouvelle formule proposée par Lajeunesse et al. (2010) pour différents cas d'études, et d'être capable d'interpréter les relations d'échange avec le fond. D'autre part, afin de visualiser l'influence de la variation du diamètre des grains transportés, plusieurs simulations pour calculer le transport solide par charriage pour différents types de sédiments (des particules ayant un diamètre moyen allant de 1 μm à 2000 μm).

2.2. Données expérimentales

Plusieurs données expérimentales ont été employées lors de notre étude. Les données expérimentales mesurées lors de l'expérience de Lajeunesse et al. (2010) en laboratoire ont été utilisées pour tester le nouveau modèle proposé par Lajeunesse et al. (2010). Par la suite, nous nous sommes servis des deux expériences de Recking et al. (2006) et de Sequeros et al. (2010) pour la validation de ce modèle. Mais en premier, il serait utile de donner une brève description de ces expériences.

2.2.1. Expérience de Lajeunesse et al. (2010)

Une étude expérimentale a été menée par Lajeunesse et al. (2010) dans le but d'étudier le processus de transport solide par charriage en canal. L'ensemble des expériences a été réalisé dans un canal rectangulaire, de largeur $B = 9,6$ cm et de longueur $L = 2,4$ m, et dont les parois sont en verre transparent. Il est fixé sur une structure métallique dont on peut régler l'inclinaison. La vitesse d'écoulement est uniforme dans la direction de l'envergure, elle est fixée à $0,5$ m/s. En ce qui concerne les caractéristiques des sédiments, Lajeunesse et al. (2010) ont réalisé 3 séries d'expérience en variant à chaque fois la taille des grains. Le coefficient de Strickler K_s varie de 60 à 100 m^{1/3}/s. Un schéma du canal expérimental est présenté dans la Figure 2.1.

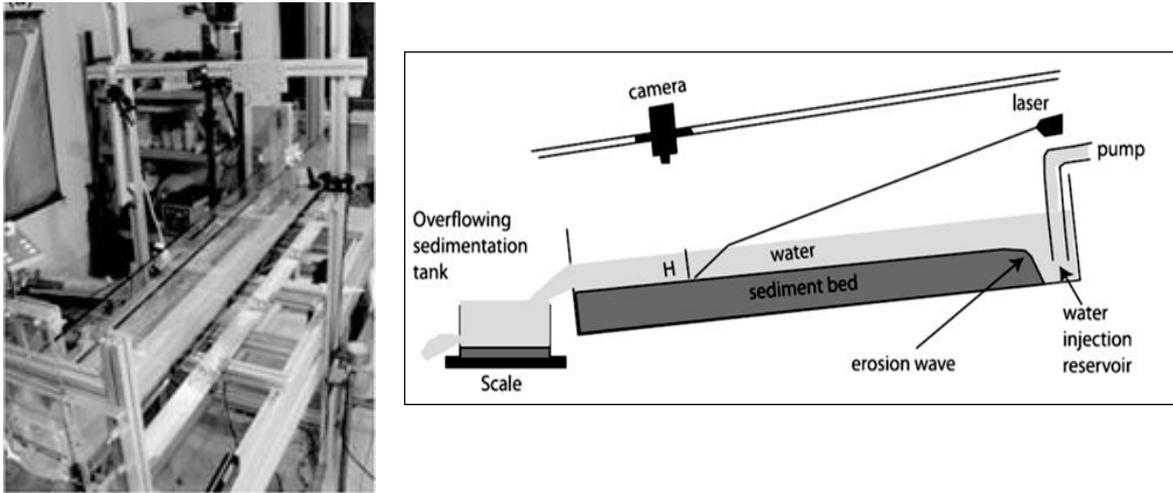


Figure 2.1 : Schéma du dispositif expérimental (Lajeunesse et al., 2010)

L'influence de la taille des grains, sur le transport des sédiments a été étudiée en effectuant trois séries d'expériences, comportant un lit de grains de quartz de distributions granulométriques hétérogènes. D_{10} , D_{50} et D_{90} sont égales à $0,94$, $1,15$ et $1,4$ mm pour la première série d'expérience, $1,92$, $2,24$ et $2,6$ mm pour les secondes, et $4,52$, $5,5$ et $6,7$ mm pour les troisièmes, respectivement. En effet, durant l'expérience les mesures sont réalisées dans des conditions d'écoulement stationnaire et uniforme permettant une mesure simple et robuste de la contrainte. La composition du lit est également maintenue stationnaire et uniforme. Ces conditions permettent ainsi d'assurer la précision des mesures.

Le lit du canal a été aplati par balayage d'un râteau, dont l'inclinaison et la hauteur étaient limitées par deux rails parallèles à la voie. La pente I a été mesurée avec un inclinomètre numérique avec une précision de $0,1^\circ$.

Pour l'expérience réalisée, le transport de sédiments se fait uniquement par charriage, lors de déplacement de ces particules de fond, on distingue alors deux types de mouvement. En fait c'est une succession de périodes de « sauts » et de périodes de repos. Lors d'un saut, une particule peut passer par une phase de reptation, au cours de laquelle, elle se déplace en contact presque persistant avec le lit rugueux, et une phase de saltation, au cours de laquelle, elle se déplace suffisamment haut au-dessus du lit pour atteindre des vitesses élevées.

2.2.2. Expérience de Sequeiros et al. (2010)

Une étude expérimentale a été menée pour étudier le transport de sédiment par charriage et pour valider la formule modifiée de Meyer-Peter and Müller (1948) par Sequeiros et al. (2010). L'expérience a été réalisée dans un canal de 15 m de longueur, 0,45 m de large et 1,4 m de profondeur, à l'Université de l'Illinois Ven Te Chow hydro-systèmes laboratoire (Figure 2.2).

Le réservoir a été initialement rempli de l'eau. Un mélange d'eau chargée de sédiments a été introduit dans le canal à partir d'un réservoir de mélange de 4.5 m^3 à l'aide d'une pompe. Le débit a été mesuré par un débitmètre magnétique McCrometer. Le sédiment a été injecté de manière uniforme le long du canal à son extrémité amont (Sequeiros et al., 2010). Une couche de sédiment formant un lit plat est composée de particules a été placée sur le lit et lissée pour une épaisseur constante avant chaque essai. Ce sédiment a servi de source pour la charge de fond.

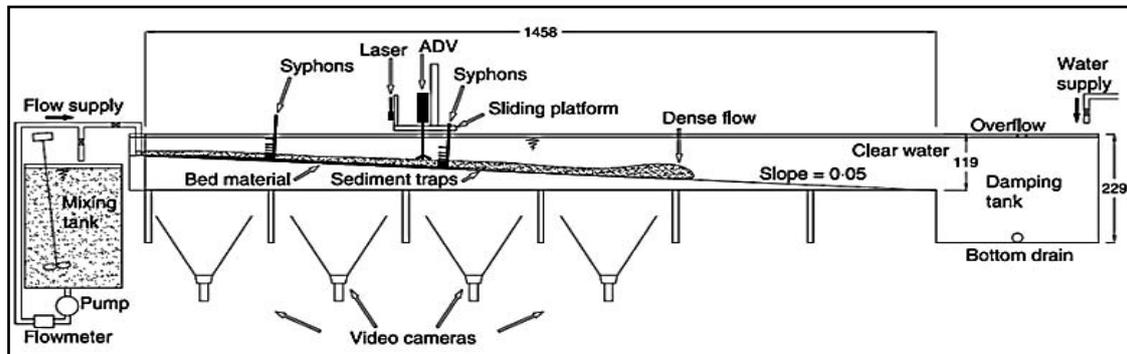


Figure 2.2 : Schéma du dispositif expérimental de Sequeiros et al. (2010)

Au niveau de l'extrémité amont, la hauteur d'eau dans la cuve est fixée de l'ordre de 0,41m, tandis qu'à l'extrémité aval, la hauteur d'eau varie de 0,43 jusqu'à 0,71 m. Un ensemble de cinq pièges à sédiments situés immédiatement en aval du lit mobile assure la collecte de charge de fond (Sequeiros et al., 2010). Les pièges consistaient en boîte comme des fentes transversales, 4 cm de hauteur et 15 cm de longueur, qui couvrent la totalité de la largeur du canal, situées au même niveau que le lit de sédiments, afin d'éviter l'érosion locale à la limite entre les casiers et le lit. Les profils de vitesse ont été mesurés avec un vélocimètre Doppler acoustique (ADV). Plusieurs tests ont été effectués pour mesurer à chaque fois la capacité du transport solide par charriage ainsi que l'évolution du fond sableux.

2.2.3. Expérience de Recking (2006)

L'expérience s'est déroulée au Cemagref de Grenoble, toutes les mesures ont été réalisées au Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique de Lyon (LMFA-INSA). L'objectif est d'étudier l'influence du tri granulométrique sur le transport solide par charriage ainsi que de déterminer les propriétés des écoulements sur des matériaux uniformes.



Figure 2.3 : Dispositif expérimental de Recking (2006) à LMFA

Le dispositif expérimental est constitué d'un canal à parois vitrées (Figure 2.3) de 10 m de long, 0,25 m de largeur, et inclinable (de 0 à 10 %). L'alimentation liquide est assurée à partir de deux systèmes de réservoirs à charge constante et 2 débitmètres électromagnétiques assurant une précision de mesure. Chaque expérience étant réalisée sur un lit de gravier de 10 cm d'épaisseur, le débit générant un écoulement à l'intérieur du lit a systématiquement été mesuré et soutiré du débit injecté. Autres équipements ont été ajoutés, une alimentation solide, un système d'acquisition d'images de l'écoulement (pour mesurer la vitesse), et un dispositif d'acquisition d'images en sortie du canal pour mesurer le débit solide. Il n'y a pas de recirculation, ni pour l'eau, ni pour les sédiments. L'eau est récupérée en sortie dans un réservoir avant d'être pompée vers le réservoir d'alimentation. Les sédiments sont récupérés dans des seaux et stockés, parfois retamisés (selon le type d'expérience) avant d'être réinjectés en tête du système. La condition indispensable pour étudier d'éventuelles variations du débit solide en sortie du canal est de pouvoir maintenir en entrée du système une alimentation aussi constante que possible et avec une grande précision, en particulier aux faibles valeurs. Les sédiments injectés et formant le lit sont constitués de quatre matériaux uniformes de diamètre 2,3 mm, 4,9 mm, 9 mm et 12,5 mm qui ont été obtenus par tamisage de matériaux naturels.

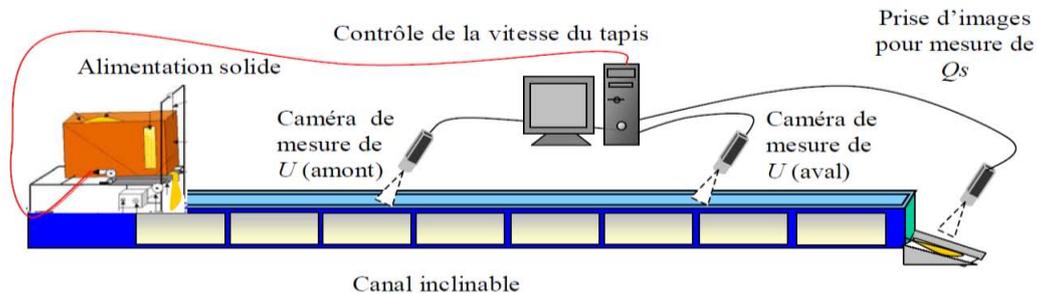


Figure 2.4 : Les différents équipements associés au canal (Recking, 2006)

Les paramètres recueillis pour chaque expérience sont : le débit liquide, le débit solide, la pente du canal, la pente du lit de gravier, le débit solide en sortie, la vitesse moyenne de l'écoulement. Les mesures sont réalisées, à l'équilibre, c'est-à-dire lorsque le niveau du lit est considéré comme stable à un point de contrôle.

2.3. Résultats

Les résultats peuvent être présentés en 3 parties : dans la première partie, nous présentons les résultats d'une comparaison entre expérience et simulation numérique. Une comparaison entre les résultats expérimentaux de Lajeunesse et al. (2010) et les résultats simulés par les lois empiriques pour la quantification du transport par charriage, en particulier le nouveau modèle de Lajeunesse et al. (2010) a été effectuée. Les résultats numériques sont ensuite validés par comparaison avec les mesures expérimentales. Pour ce faire, une autre analyse comparative en utilisant les données des deux expériences de Recking (2006) et de Sequeiros et al. (2010) a été réalisée pour déterminer les quantités de sédiments transportés dans le canal. Enfin, une dernière partie est consacrée à mettre en relief l'effet de la taille des particules sur la prédiction du taux de transport solide par charriage.

2.3.1. Tests de loi de Lajeunesse et al. (2010)

Dans un premier temps, nous avons considéré les mêmes conditions de l'étude expérimentale menée par Lajeunesse et al. (2010), c'est-à-dire les mêmes conditions hydrauliques (débit, hauteur de l'eau, vitesse), pour le cas de sédiments uniformes où le diamètre médian des grains est $D = 1000 \mu\text{m}$. Les résultats calculés à l'aide des différentes lois empiriques, en particulier la nouvelle formule de Lajeunesse et al. (2010), ainsi que les données expérimentales, sont regroupées dans la Figure 2.5.

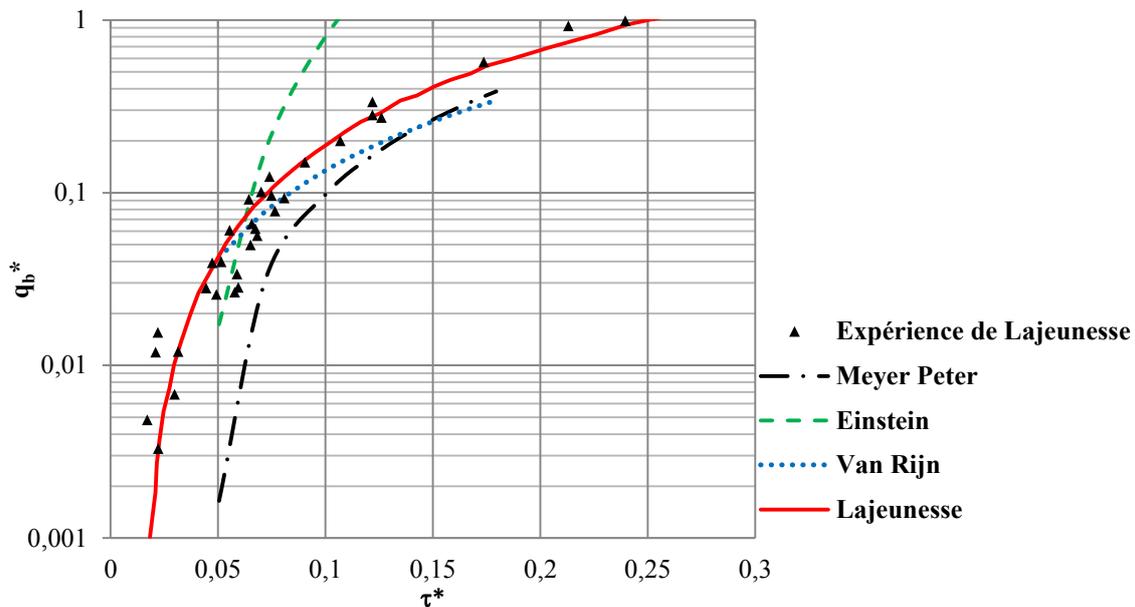


Figure 2.5 : Evolution du transport sédimentaire en fonction du nombre de Shields
(D'après les données expérimentales de Lajeunesse et al., 2010)

L'analyse montre clairement que le modèle de Lajeunesse et al. (2010) donne des résultats satisfaisants, reproduisant correctement les données expérimentales. D'autre part, le modèle de Van Rijn (1984) donne aussi des résultats acceptables, mais avec un certain décalage. Cependant, les deux modèles d'Einstein (1950) et Meyer-Peter and Müller (1948) sont incapables de reproduire le taux de transport charrié en comparaison avec les données expérimentales.

- **Test d'efficacité du modèle**

Pour tester l'efficacité des résultats obtenus par les différentes formules de transport solide par charriage, le score a été calculé à partir de la relation suivante :

$$r = \frac{Q_{sim}}{Q_{obs}} \quad (112)$$

Avec Q_{sim} est le débit liquide simulé, Q_{obs} est le débit liquide observé.

Par exemple un score de 40 % affiché pour l'intervalle $0,1 < r < 10$ signifie que 40 % des prédictions sont correctes à plus ou moins un ordre de grandeur, ce qui est un intervalle raisonnable en considérant les fluctuations du charriage (Recking, 2006). Pour notre cas d'étude, deux intervalles sont considérés : $[0,5 - 4]$ et $[0,1 - 10]$. Les résultats des tests sont regroupés dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire de Lajeunesse et al. (2010)

Formules	0,5 < r < 4	0,1 < r < 10
Einstein	65	68
Meyer-Peter and Müller	68	73
Van Rijn	72	81
Lajeunesse	80	98

La plupart des formules ont un score supérieur à 70 % lorsque le ratio r est testé dans l'intervalle $0,1 < r < 10$. Un bon score (jusqu'à 65 %) est également obtenu par certaines formules dans la fourchette $0,2 < r < 4$. Cependant, ce résultat n'a rien de surprenant puisque toutes ces formules ont été construites à partir d'une partie de ce jeu de données.

Les résultats obtenus confirment aussi que même pour des sédiments de taille uniformes, dans des conditions hydrauliques et de géométrie parfaitement contrôlées, la prédiction avec ces formules empiriques peut être différente et présente un léger écart entre les résultats simulés par les différents modèles. Cela s'explique par le caractère très discontinu de particules transportées.

2.3.2. Validation du modèle de la Lajeunesse et al. (2010)

Plusieurs études ont déjà proposé une comparaison des modèles existants en les testant sur des données expérimentales (Van Rijn, 1984 ; Yang, 2003 ; Recking et al. 2010). Une démarche similaire sera proposée dans la suite, à partir de données expérimentales récupérées de la littérature. Afin de vérifier la validité de la formule de Lajeunesse et al. (2010) pour d'autres cas d'études, nous l'avons appliqué aux deux expériences de l'expérience de Recking (2006) et Sequeiros et al. (2010). À l'issue de ces simulations, une étude comparative a été effectuée entre des données expérimentales et les résultats simulés par les diverses lois utilisées (Tableau 1.2).

a. Expérience de Recking (2006)

Dans le but de valider le nouveau modèle de Lajeunesse et al. (2010) sur d'autres cas d'études expérimentales de la littérature, une comparaison entre la capacité des sédiments transportée

calculée avec des modèles de transport solide par charriage et celle mesurée lors de l'expérience de Recking (2006). Les résultats des simulations réalisées sont représentés dans la Figure 2.7.

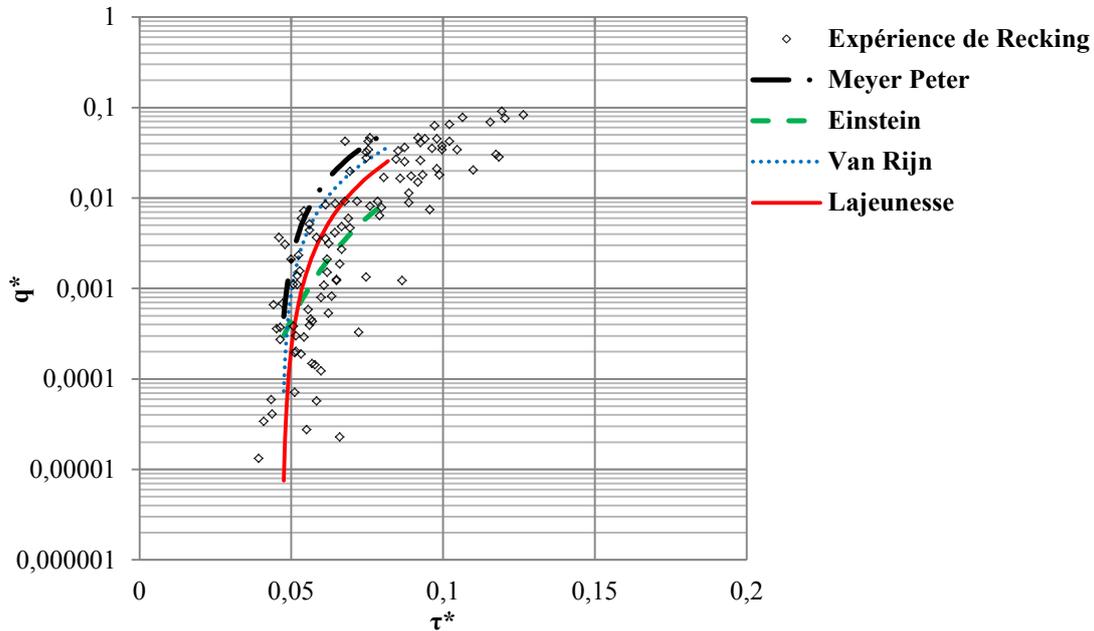


Figure 2.6 : Évolution du transport de sédiments en fonction du nombre de Shields (D'après les données expérimentales de Recking (2006))

Les résultats obtenus confirment bien les deux premiers résultats trouvés ci-dessus. Les valeurs calculées avec le modèle de Lajeunesse et al. (2010) présentent une bonne corrélation en comparaison avec les données expérimentales de Recking (2006). Même pour des conditions hydrauliques et sédimentaires différentes (pente, débit, régime d'écoulements, géométrie du canal, apport de sédiments, diamètres des particules, formes de lit), la nouvelle loi de Lajeunesse et al. (2010) donne des résultats convenables.

- **Test d'efficacité du modèle**

De la même manière, les scores sont calculés ici pour les résultats issus des différents modèles testés. Les résultats des calculs effectués sont regroupés dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire de Recking (2006)

Formules	0,5 < r < 4	0,1 < r < 10
Einstein	58	89
Meyer-Peter and Müller	69	74
Van Rijn	64	71
Lajeunesse	72	84

Tous les modèles, bien qu'ayant une efficacité plus ou moins bonne, présentent globalement un même comportement. Quand le ratio r est compris entre 0,1 et 10, les scores sont très élevés (dépassent 70 %). Les résultats obtenus par le modèle de Lajeunesse et al. (2010) sont plutôt très corrects si on les compare aux résultats des tests effectués avec les autres modèles.

Cependant, le meilleur pourcentage est donné par le modèle d'Einstein (1950), il est de l'ordre de 89 %.

b. Expérience de Sequeiros et al. (2010)

Les différents modèles donnent des résultats satisfaisants, notamment pour des faibles contraintes de cisaillement du fond. Le modèle de Lajeunesse et al. (2010) présente une bonne corrélation avec les données expérimentales. La Figure 2.6 résume les résultats des simulations effectuées :

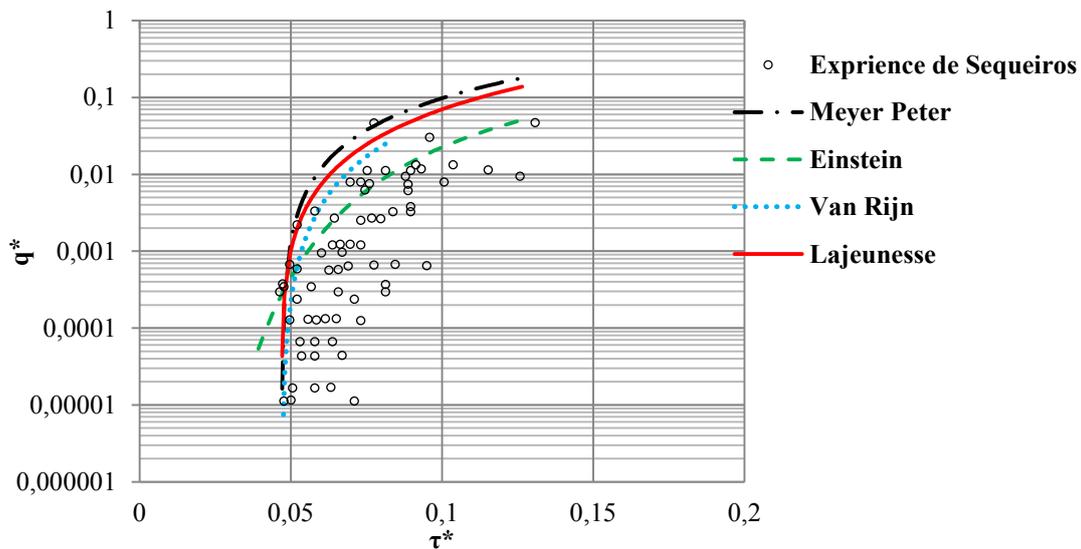


Figure 2.7 : Évolution du transport de sédiments en fonction du nombre de Shields (D'après les données expérimentales de Sequeiros et al., 2010)

Les valeurs de q_b^* prédites par le modèle de Lajeunesse et Meyer-Peter and Müller sont un peu plus élevées que la tendance des données, en particulier pour $\tau^* > 0,1$; tandis que les modèles de Van Rijn (1984) et Einstein (1950) montrent un meilleur ajustement avec les données mesurées.

- Test d'efficacité du modèle

De la même manière, pour vérifier la fiabilité des calculs réalisés avec les différents modèles en comparaison avec les données expérimentales de Sequeiros et al. (2010), nous présentons dans le Tableau 2.3 les calculs de ratio.

Tableau 2.3 : Scores (en %) obtenus avec chaque formule testée sur les données de laboratoire de Sequeiros et al. (2010).

Formules	$0,5 < r < 4$	$0,1 < r < 10$
Einstein	74	82
Meyer-Peter and Müller	56	70
Van Rijn	68	76
Lajeunesse	64	75

La comparaison des scores obtenus sur les différentes données, permet d'identifier le degré d'efficacité de ces lois dans la prédiction de la capacité du transport solide par charriage dans les rivières. L'analyse des résultats montre que la plupart des formules ont un score supérieur

à 70 % lorsque le ratio r est testé dans l'intervalle $0,1 < r < 10$; en particulier la nouvelle formule de Lajeunesse et al. (2010) présente un score dépassant les 75 %. Enfin, il est difficile de conclure, sur la base de ces résultats, que tel modèle est plus approprié pour tel événement. Néanmoins l'utilisation d'un tel modèle nécessite encore de données précises sur le site considéré, en particulier pour des prédictions avec une haute précision.

2.3.3. Effets de la taille des particules sur le transport de fond

Cette partie est consacrée pour l'étude de l'influence du diamètre des grains transportés sur la variation de la capacité des matériaux transportés. Plusieurs tests de simulations ont été réalisés afin de simuler la capacité de sédiments charriés dans le canal pour différents types de sédiments. Le diamètre des particules transportées varie de $D = 1 \mu\text{m}$ à $D = 2000 \mu\text{m}$ (de limon-argile au sable grossier). La Figure 2.8 introduit les résultats obtenus pour les différents diamètres des particules considérés.

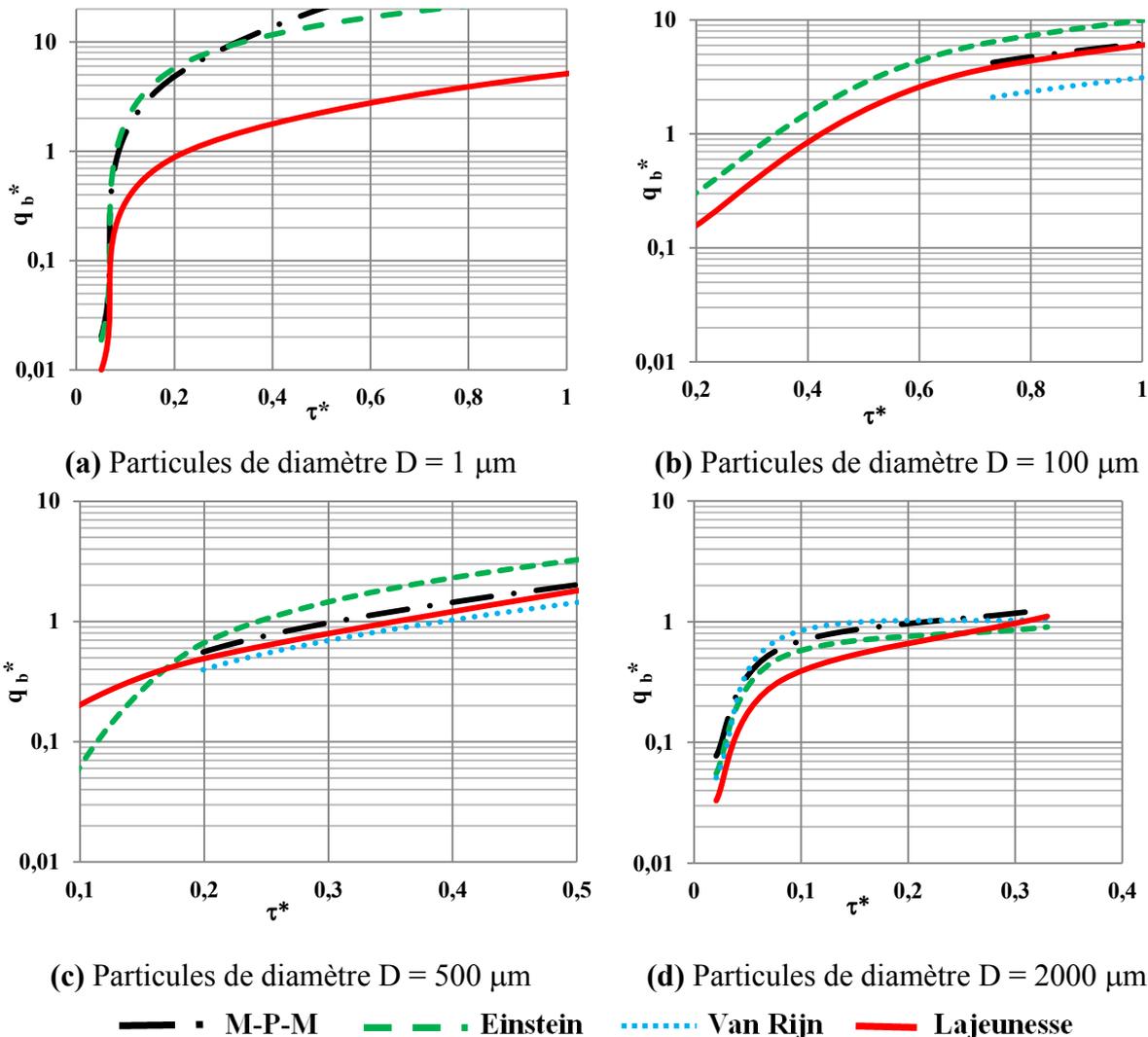


Figure 2.8 : Influence du diamètre des particules sur la variation des taux de transport solide par charriage dans le canal

Les formules de calcul du transport de sédiments sont établies pour un domaine d'application bien définie (Tableau 1.3), c'est-à-dire pour un intervalle de diamètre des particules bien

déterminé. L'objectif de ce présent travail est d'appliquer ces modèles en dehors de leurs domaines d'application afin de voir l'influence du diamètre des particules sur la capacité du transport solide par charriage. En effet, l'analyse des résultats obtenus montre que l'application des lois empiriques en dehors de leurs domaines d'application (diamètres des particules inférieurs à 100 μm) a donné de mauvais résultats, ce qui est tout à fait attendu.

Par contre, dès que le diamètre des particules dépasse 100 μm , les résultats deviennent acceptables, en particulier pour les deux lois de Van Rijn (1984) et Lajeunesse et al. (2010). Enfin, il est à souligner que la capacité des sédiments charriés dépend fortement du diamètre des matériaux.

3. Étude expérimentale et simulations sur l'évolution morphologique du fond

Les crues contribuent à des changements notables de l'équilibre des rivières. Il est d'une importance capitale de pouvoir anticiper quantitativement les impacts de celles-ci sur les modifications de la géométrie des rivières. La modélisation numérique du transport sédimentaire permet de remédier à ces désordres. En effet, la capacité des sédiments transportés dépend des caractéristiques de l'écoulement et des propriétés des sédiments, telles que la contrainte de cisaillement, la rugosité du fond et des berges, et la distribution granulométrique des matériaux (Richard et al., 1999).

La présente contribution porte sur une étude expérimentale menée dans un canal expérimental rectangulaire. Le but est d'étudier l'évolution morphologique d'un fond sableux placé au milieu du canal. Notre approche a été orientée de façon générale par deux grands objectifs. D'une part, il est de première importance de correctement déterminer la capacité d'érosion des particules de sable, et d'autre part, de contrôler l'évolution géomorphologique du fond sableux au cours du temps. En parallèle, des simulations numériques avec les modèles les plus utilisés dans la quantification du transport solide par charriage ont été réalisées afin de reproduire l'évolution morphologique de la couche de sable. Enfin, une analyse comparative entre les résultats calculés et les données expérimentales est effectuée. L'objectif est de vérifier la validité de ces modèles de charriage.

3.1. Protocole expérimental

Une étude expérimentale a été réalisée au Laboratoire Sciences et Technologie de l'Eau (LSTE) de l'Institut National Agronomique de Tunisie (INAT). L'objectif est de visualiser l'évolution morphologique du fond d'un canal à faible pente constitué de sable fin sous l'effet d'un écoulement permanent. Les expériences consistent à suivre l'évolution de la couche de sable par la prise de séquences d'images. Ces images vont servir à la détermination de l'évolution du fond le long du canal, ainsi que des quantités de sable transportées à différents instants. Ci-après, une description de l'installation expérimentale ainsi que du protocole expérimental sera présentée.

3.1.1. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est un canal rectangulaire en plexiglas à faible pente (0,05 %). Le canal est assez long, pour éviter les perturbations de l'écoulement, sa longueur est $L = 5$ m, sa

largeur est $B = 7,5$ cm, et sa profondeur $h = 15$ cm. Le canal est équipé d'un bassin rectangulaire alimenté par une électropompe, conduisant l'eau à travers une conduite contrôlée par une vanne de réglage de débit. L'eau arrive dans un réservoir rectangulaire équipé d'une grille en nid d'abeille, placée horizontalement, qui joue le rôle d'un tranquilisateur de l'écoulement. La hauteur d'eau peut être mesurée directement à l'aide d'une pointe graduée déplaçable au milieu du canal. Quant à la vitesse de l'écoulement, elle peut être mesurée à l'aide de micro-moulinet. En ce qui concerne le débit liquide, les mesures du débit se font par la méthode de pesée dans un réservoir suspendu en sortie du canal.



Figure 2.9 : Dispositif expérimental de l'INAT

Une couche de sable fin de diamètre $D = 250$ μm est placée au milieu du canal sur une longueur de 2 m. Pour maintenir la couche de sable, deux seuils de 12,5 cm de longueur et de 7,5 cm de largeur et de 2,5 cm de hauteur ont été installés (Figure 2.10). Le canal est alimenté par une eau claire en amont (pas d'injection de sédiments).

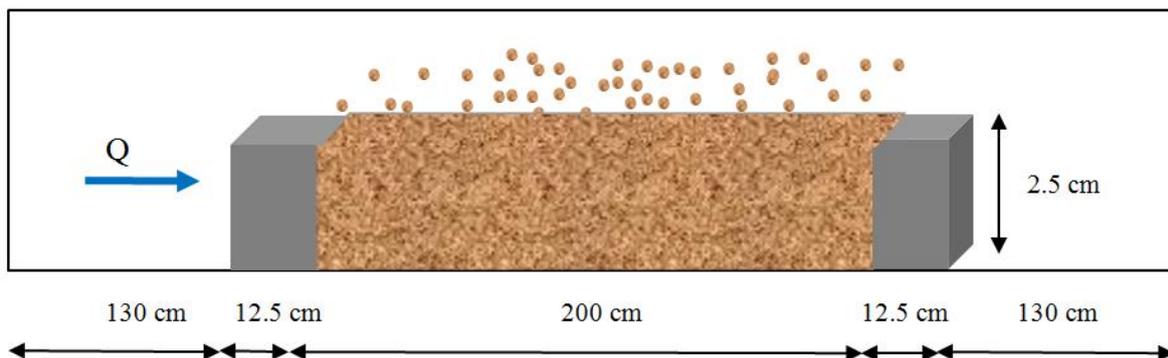


Figure 2.10 : Vue de face du dispositif expérimental dans le canal de l'INAT

Lors des essais expérimentaux, des conditions qui assurent la précision des mesures et évitent le maximum possible les risques d'erreur ont été considérés. Toutes les mesures sont réalisées dans des conditions d'écoulement stationnaire.

Des mesures de débit liquide à la sortie du canal ont été effectuées à différents instants. En ce qui concerne les mesures du débit solide, des prélèvements de l'eau chargés en sédiment à la sortie du canal, dans des seaux de 1 litre à plusieurs instants ont été effectués. La mesure des sédiments transportés nécessite de filtrer le volume connu d'eau au moyen de filtre capturant les particules de sable fin. Ces particules sont ensuite séchées et pesées pour déterminer enfin la concentration en sédiment (g/l). Pour l'évolution du fond sableux, des séquences d'images ont été prises au cours du temps. Le traitement de ces images permet ainsi de déterminer l'évolution morphologique du fond le long du canal au cours du temps, à partir d'une étude comparative des images à différents instants (traitement des images).

3.1. Matériels et méthodes

L'évolution morphologique dans les rivières est le résultat d'une interaction permanente de plusieurs processus. Les mécanismes d'érosion et de déposition des particules sont parmi les facteurs qui expliquent l'évolution morphologique des rivières. Dans ce contexte, une analyse approfondie des différentes méthodes permettant la quantification du taux d'érosion (n_e) en ($\text{kg/m}^2/\text{s}$) a été effectuée. En général, la capacité d'érosion est déterminée à partir de la variation de la contrainte de cisaillement du lit. Plusieurs chercheurs ont étudié l'érosion des particules de fond dans les cours d'eau, en se basant sur des expériences réalisées en laboratoire. Einstein (1950) propose une formule de calcul de l'érosion. Selon Einstein, une particule sera érodée lorsque la force de portance instantanée dépasse le poids de particules submergées. En 1976, Fernandez-Luque proposent une autre fonction déterministe. Par contre, Yalin (1977) s'est basé sur une approche stochastique et suppose que l'échelle de temps d'érosion est proportionnelle au rapport entre le diamètre des particules et la vitesse de frottement de fond, et propose une nouvelle formule. Aussi Tsujimoto et Nagakawa (1983) proposent une nouvelle loi empirique de calcul de l'érosion sur la base des données expérimentales. En 1981, Van Rijn a réalisé des expériences pour déterminer le taux d'érosion de la particule de taille qui varie entre 130 à 1500 μm (Cheng and Chiew, 1998). L'analyse des données expérimentales a abouti à une nouvelle loi empirique. En 2001, Dey et Debnath ont réalisé des expériences avec des grains de sable de taille uniforme et non uniforme ($0,24 < D < 1,55 \text{ mm}$). À l'issue de ces expériences, ils ont proposé une nouvelle loi qui tient compte de l'effet des sédiments non-uniformes. Enfin, une nouvelle loi calculant le taux d'érosion des sédiments a été proposée par Charru et al. (2004) en se basant sur des expériences en laboratoire. Charru et al. (2004) supposent que le taux d'érosion est lié à la capacité de l'écoulement de déloger une particule sur l'aire caractéristique du lit. Le Tableau 2.4 regroupe les lois les plus utilisées pour le calcul de la capacité d'érosion.

Tableau 2.4 : Formulations les plus utilisées pour le calcul de la capacité d'érosion

Auteurs	Formules	Notations
Einstein (1950)	$n_e = \alpha \rho_s (RgD)^{0.5} \left(\frac{\eta^* - \eta_c^*}{0.2668} \right)$	$\alpha = 0,02-0,016$
Fernandez Luque (1976)	$n_e = \alpha \rho_s (RgD)^{0.5} (\eta^* - \eta_c^*)^{3/2}$	ζ : angle de repos
Nagakwa and Tsujimoto (1983)	$n_e = \alpha \rho_s (RgD)^{0.5} \left(1 - \frac{\eta_c^*}{\eta^*} \right)^3 \eta^*$	$\zeta = 1.32$
Van Rijn (1984)	$n_e = 0,00033 \rho_s (RgD_{50})^{0.5} D_*^{0.3} \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} - 1 \right)^{1.5}$	
Dey and Debnath (2001)	$n_e = 0,0006 \rho_s (RgD_{50})^{0.5} D_*^{0.24} \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} - 1 \right) \sigma^{1.9}$	
Charru et al. (2004)	$n_e = 0,0306 \rho V_s (\tau^* - \tau_c^*)$	

* Cette liste est non exhaustive, d'autres formules empiriques peuvent être trouvées dans l'ouvrage de Van Rijn (1993).

Notre étude se limitera aux sédiments transportés uniquement par charriage, les particules transportées en suspension ne sont pas prises en compte (Wang and Lee, 2015). Ce mode de transport influence beaucoup l'évolution morphologique des rivières. Pour ce faire, le code SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D est choisi ici pour calculer tout d'abord la capacité des matériaux charriés et d'en déduire ensuite les changements morphologiques correspondants. Un modèle a été mis en place pour simuler l'évolution morphologique de la couche de sable fin (non cohésifs) dans le canal. Plusieurs modèles ont été testés lors de cette étude afin de mieux comprendre et interpréter l'évolution morphologique des rivières (Wu et al., 2000). Mais avant de commencer la partie modélisation, il serait préférable de donner une brève présentation des codes utilisés.

3.1.1. TELEMAC 2D

TELEMAC 2D est un outil de modélisation idéal pour les rivières en raison de sa grille d'éléments finis qui permet la résolution de maillage gradué. Les modèles numériques pour les codes de calcul du système TELEMAC s'appuient sur des maillages triangulaires non-structurés qui sont adaptés aux techniques de résolution par éléments finis (TELEMAC 2D) mais peuvent aussi être adaptés à des techniques de résolution par volumes finis (SISYPHE) (Hervouet, 2001). Ce type de structure permet une adaptation fine du maillage à la topographie (suivi des berges) et à la bathymétrie (suivi des ruptures de pentes, raffinements locaux...) (De Linares, 2007).

Les calculs hydrauliques sont effectués par le module TELEMAC 2D du système TELEMAC. Ce modèle résout les équations de Barré de Saint Venant (1871) à deux dimensions d'espace horizontales. Ces dernières sont résolues par la méthode des éléments finis (Hervouet and Villaret, 2007). TELEMAC 2D résout les problèmes des écoulements à surface libre,

maritime ou fluviale. Il est capable de résoudre les différents problèmes rencontrés dans les rivières telles que les écoulements torrentiels et fluviaux, les contraintes de cisaillement frottement du fond, la présence des obstacles (Hervouet, 2001).

La différence par rapport aux autres codes de calculs hydrauliques réside dans le traitement des bancs découvrant. Il est en effet possible au cours du calcul que des nœuds ne soient plus en eau (à la suite d'une décrue). Le traitement de ce type de situations pose souvent un problème d'un point de vue numérique.

3.1.2. SISYPHE

SISYPHE est le module de transport sédimentaire et de morphodynamique du system TELEMAC. De nombreux paramètres à la fois physiques et numériques entrent en jeu dans la configuration d'une simulation sous SISYPHE (Tassi and Villaret, 2014). Ce modèle nous renseigne sur les taux de transport de sédiments, décomposés selon charriage et suspension, en tenant compte à la fois de l'évolution du fond et des paramètres hydrauliques au cours du temps. Plusieurs formules de transport solide sont disponibles dans le code SISYPHE. Enfin pour le calcul de l'évolution du fond, SISYPHE résout l'équation d'Exner (96) par la méthode des éléments finis. La méthode des volumes finis a été programmée ultérieurement, elle permet de mieux résoudre les problèmes liés à la présence de fonds non-érodables (Villaret, 2005).

3.2. Mise en œuvre du modèle numérique

La présente partie portera sur l'étude de l'évolution d'une couche de sable placée dans un canal sous l'effet d'un écoulement permanent. Les mêmes conditions de l'expérience réalisée en laboratoire de l'INAT ont été considérées. Le domaine d'étude considéré est un canal expérimental rectangulaire, de longueur 5 m, et de largeur de 7,5 cm. Une couche de sable plat a été placée au centre du canal constituée de sable fin de diamètre uniforme $D = 250 \mu\text{m}$. Un maillage triangulaire de 15000 mailles est choisi, conduisant à des mailles plus fines de 2 mm au niveau de la couche de sable et des mailles de 5 mm ailleurs. À l'instant initial, le fond est fixé à la côte $z = 0$. Le coefficient de frottement est constant, et correspondant à un coefficient de Strickler de $65 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. La rugosité joue un rôle important pour le calcul de la hauteur d'eau dans le canal. La rugosité retenue est assez élevée vu la présence de la couche de sable (particules fines) et l'amortissement du plexiglass. Il est clair que la couche de sable installée au milieu du canal augmente la rugosité de manière significative en fonction de la taille des grains. Enfin, la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle peut-être calculée en fonction des diamètres adimensionnels des particules en se basant sur le diagramme de Shields (chapitre 1).

Dans TELEMAC 2D, un débit liquide imposé à l'entrée est $Q = 2 \text{ l/s}$, et une chute libre de l'écoulement en aval (conditions de l'expérience). Pour SISYPHE, il n'y aura pas d'apport solide à l'entrée du canal. En ce qui concerne les méthodes de calcul, SISYPHE propose plusieurs lois empiriques pour l'estimation des sédiments transportés par charriage. Pour notre cas d'étude, quatre formules les plus utilisées dans le calcul de la charge de fond : Einstein (1950), Fernandez Luque (1976), Van Rijn (1981), et Lajeunesse et al. (2010) ont été testées.

Enfin, pour le calcul de l'évolution du fond d'un canal liée aux sédiments transportés par l'écoulement, SISYPHE résout l'équation d'Exner donnée par:

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial(q_b)}{\partial x_1} = n_e - n_d \quad (113)$$

Cette équation permet également de déterminer la variation dans le temps et dans l'espace de l'évolution de la morphologie de la couche de sable. Il est à souligner que le code TELEMAC 2D est inter-couplé avec SISYPHE par l'intermédiaire de la vitesse de frottement au fond. En effet, la contrainte de cisaillement est calculée par TELEMAC 2D à chaque pas de temps en tenant compte de l'évolution du fond calculé par SISYPHE (les données seront échangées directement entre les deux programmes). Ci-après, nous introduisons les résultats simulés par les différents modèles pour le calcul à la fois des capacités de l'érosion et du transport solide par charriage ainsi que l'évolution morphologique correspondante de la couche de sable.

3.3. Résultats

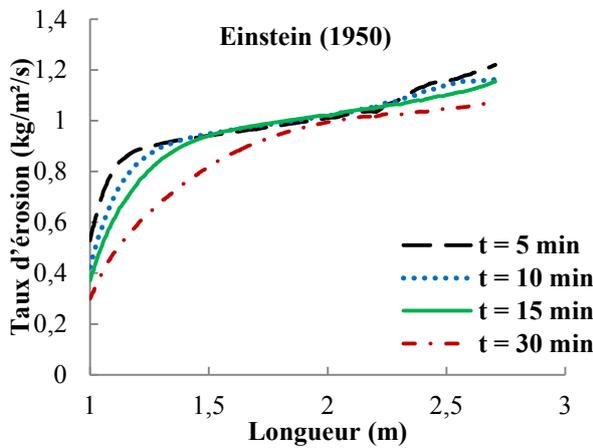
Une première analyse des résultats montre que les deux processus d'érosion et de déposition sont responsables de l'évolution de la couche de sable dans le canal. Dans la première partie de ce travail, des tests de simulations ont été effectués pour le calcul de la capacité d'érosion (n_e). Ensuite, l'évolution de la couche de sable simulée par différents modèles au cours du temps est présentée. La dernière partie est consacrée à la quantification du transport solide par charriage. Une nouvelle approche sera appliquée, elle est basée sur le nouveau modèle d'érosion et de dépôt de Charru (2006) pour le calcul du taux des sédiments charriés. Une comparaison entre les résultats issus de différents modèles est effectuée, afin de vérifier la validité de ces approches dans la prédiction du transport solide par charriage.

3.3.1. Évolution de l'érosion le long du canal

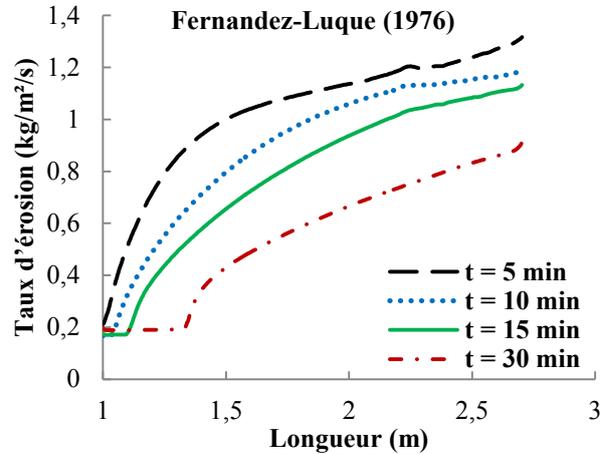
Plusieurs simulations ont été réalisées en utilisant les formules les plus répandues dans la prédiction de la capacité d'érosion (Tableau 2.1). Le choix de ces lois s'est basé sur deux critères, le premier est l'ordre de grandeur de la contrainte de cisaillement ($0,03 < \tau^* < 0,3$), le second critère est le diamètre des particules ($130 \mu\text{m} < D < 1500 \mu\text{m}$) (Van Rijn, 1993). Le but est de visualiser l'efficacité de ces formules dans la prédiction de la capacité d'érosion.

Les résultats issus des 4 modèles ont les mêmes allures et que l'écart entre les estimations calculées par les différents modèles est relativement faible. À l'exception du modèle d'Einstein qui n'arrive pas à reproduire correctement la réalité. Pour les quatre modèles testés, la capacité d'érosion diminue au cours du temps tout le long du canal. Pour les différents tests, le taux d'érosion des particules de sable fin augmente en allant de l'amont vers l'aval. Enfin, il est à souligner que le taux des particules de sable érodées est très important, il varie entre $0,2 \text{ kg/m}^2/\text{s}$ à l'entrée du canal jusqu'à $1,2 \text{ kg/m}^2/\text{s}$.

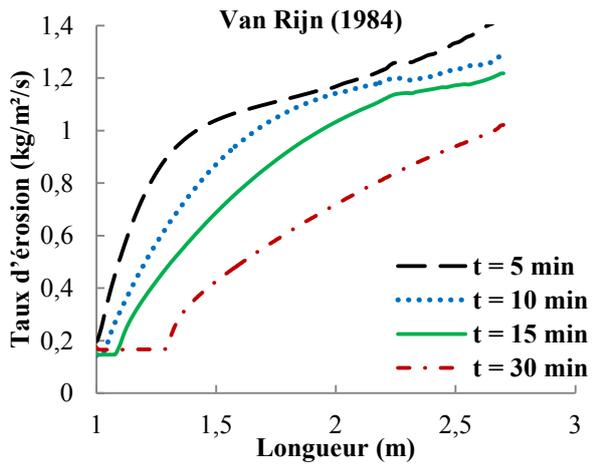
Les résultats de la simulation de la capacité de l'érosion calculée par les différents modèles sont rassemblés dans la Figure 2.11.



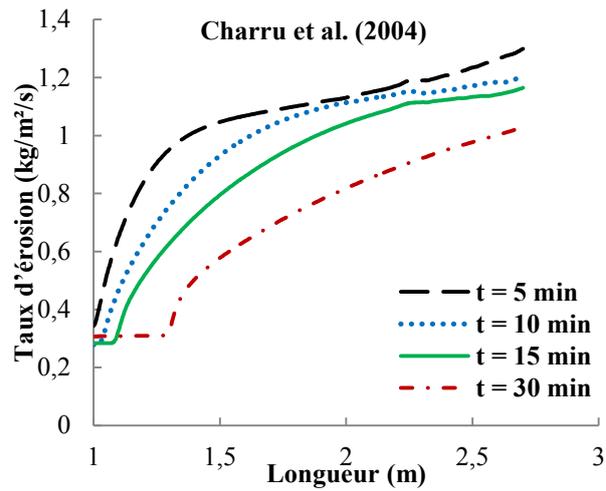
(a) Évolution de l'érosion calculée par le modèle d'Einstein (1950)



(b) Évolution de l'érosion calculée par le modèle de Fernandez – Luque (1976)



(c) Évolution de l'érosion calculée par le modèle de Van Rijn (1984)



(d) Évolution de l'érosion calculée par le modèle de Charru et al. (2004)

Figure 2.11 : Évolution de l'érosion le long du canal calculée par 4 modèles : Einstein (1950), Fernandez-Luque (1976), Van Rijn (1984), et Charru et al. (2004)

En effet, pour mieux visualiser l'écart entre les prédictions des différents modèles testés, une analyse comparative a été réalisée entre les valeurs simulées par les différents modèles à la fin des essais expérimentaux (au même instant t = 15 min). Les résultats des simulations sont regroupés dans la Figure 2.12.

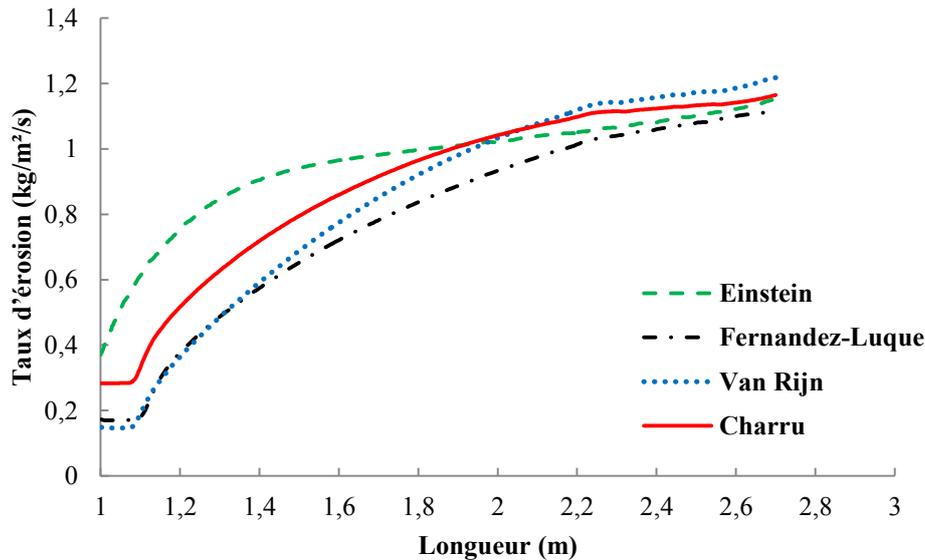


Figure 2.12 : Évolution de l'érosion simulée par différents modèles à $t = 15$ min

L'analyse des résultats calculés montre que les quatre modèles testés donnent des résultats comparables. Le taux d'érosion croît de l'amont à l'aval du canal jusqu'à atteindre une valeur maximale de $1,2 \text{ kg/m}^2/\text{s}$. Un certain écart est noté entre les valeurs simulées par les différents modèles. Ces écarts peuvent être justifiés par le fait que ces lois empiriques sont fortement dépendantes de la taille des particules. Ces formules sont développées pour des particules de tailles uniformes qui varient en moyenne entre 100 à $1500 \text{ }\mu\text{m}$, pour un écoulement uniforme. De plus la présence de deux seuils en amont et en aval de la couche de sable contribue certainement à la variation des paramètres hydrauliques qui influencent les résultats de ces modèles.

Une analyse adimensionnelle de l'érosion est étudiée afin de visualiser l'influence de la contrainte de cisaillement sur la variation du taux d'érosion adimensionnel (n_e^*). La Figure 2.13 présente la variation de l'érosion en fonction du nombre de Shields.

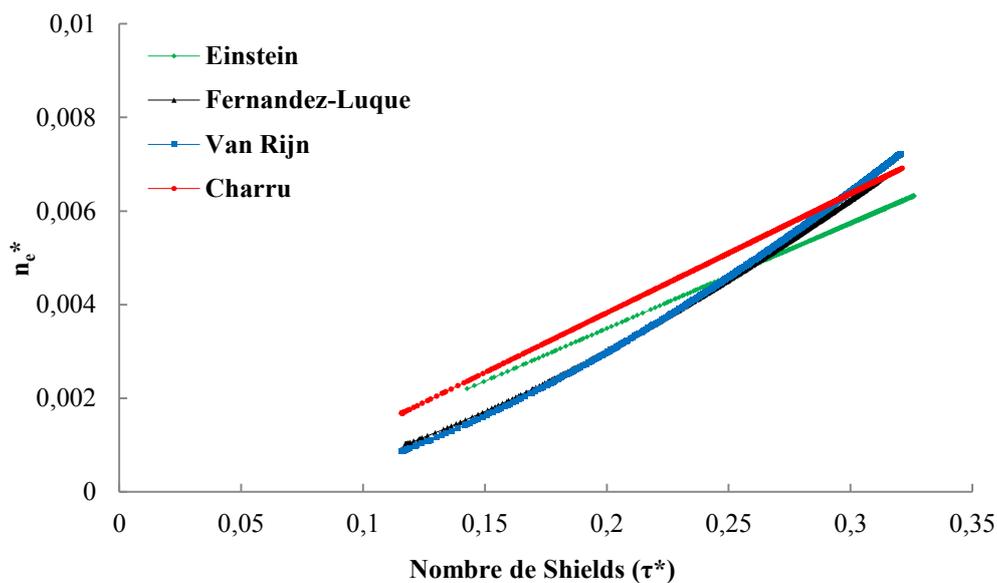


Figure 2.13 : Évolution du taux d'érosion adimensionnel (n_e^*) en fonction du nombre de Shields à $t = 15$ min

Pour les différents modèles, le taux d'érosion augmente en fonction de l'augmentation du paramètre de mobilité des particules (η^*). L'érosion dépend essentiellement de la contrainte de cisaillement. Cependant, la courbe qui représente le résultat simulé par le modèle d'Einstein présente une allure différente en comparaison avec les autres modèles. Il est à noter aussi que le fait d'utiliser pour chaque loi d'érosion le même modèle de calcul de transport solide par charriage, cela devrait améliorer les prédictions du modèle.

3.3.2. Évolution morphologique du fond d'un canal

L'objectif de cette partie est d'étudier l'évolution de la couche de sable placée au centre d'un canal rectangulaire à faible pente. La Figure 2.14 présente l'évolution de la morphologie de la couche de sable en réponse des particules de sable transportées pour une durée de 15 minutes.



Figure 2.14 : Photo prise à la fin des essais expérimentaux

Une modélisation bidimensionnelle de transport solide a été développée via le code SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D. Ce dernier traduit les quantités de sédiments transportés en volume de sédiment pour calculer l'évolution du fond correspondant en se basant sur la résolution de l'équation d'Exner (103). Ce type de modèle donne une description nette des effets d'écoulement, de la rugosité sur les particules transportées. Il permet aussi de déterminer avec précision les variations de la géométrie de la couche de sable au cours du temps. Des tests de simulations ont été réalisés avec les quatre modèles élus pour la quantification du transport solide par charriage. La variation simultanée de la ligne d'eau et de la morphologique de la couche de sable au fond d'un canal est présentée dans la Figure 2.15.

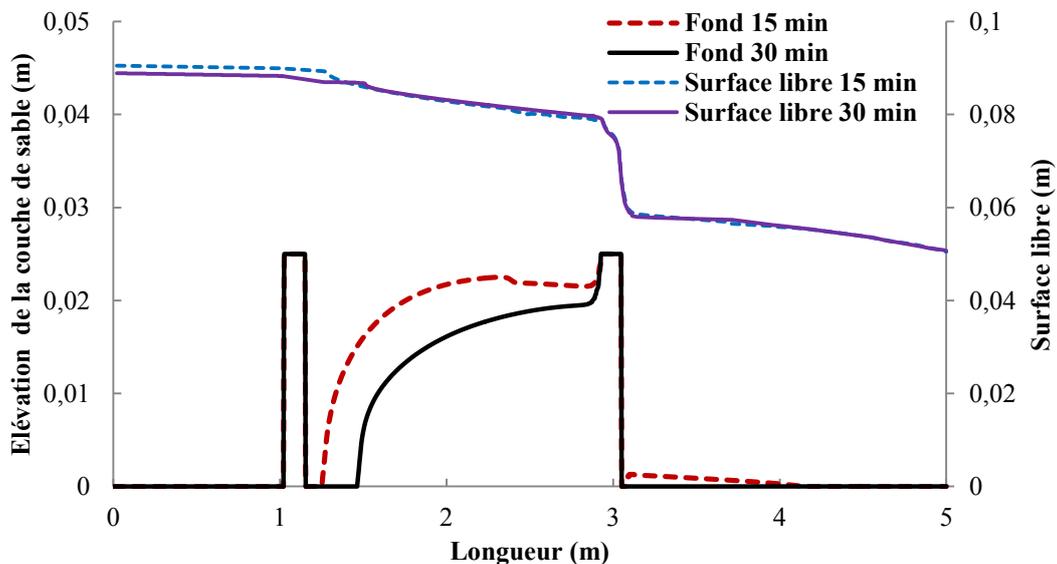


Figure 2.15 : Évolution de la ligne d'eau en fonction de l'évolution de la couche de sable

Les résultats de l'approche couplée TELEMAC 2D et SISYPHE montrent qu'il y a une évolution longitudinale du fond d'un canal. Le sable fin $D = 250 \mu\text{m}$ est sensible à l'érosion. Dès les premiers temps de l'expérience, des zones d'érosion et des zones de dépôt du sable apparaissent. Ces deux zones grandissent en taille en fonction du temps (Figure 2.16). Ci-dessous une comparaison entre les valeurs mesurées et celles simulées par les différents modèles pour le calcul de l'élévation de la couche de sable à $t = 15 \text{ min}$.

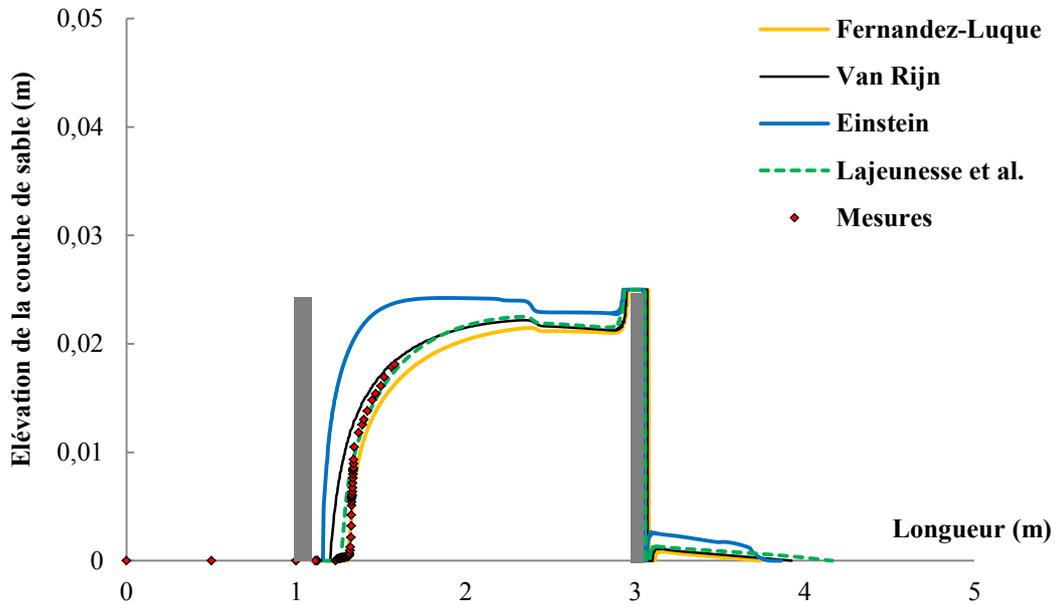


Figure 2.16 : Évolution de la morphologie de la couche de sable au cours du temps

Les mesures de la couche de sable à $t = 15 \text{ min}$ sont obtenues par technique de traitement d'image prise durant notre étude expérimentale. L'analyse comparative des résultats obtenus, montre que les deux modèles de Lajeunesse et al. (2010) et Van Rijn (1984) donnent des résultats qui sont très proches de la réalité. Le modèle de Fernandez-Luque (1976) donne au début de bons résultats mais au cours du temps, le modèle surestime les particules de sable érodées.

Par ailleurs, la présence d'un seuil forme un obstacle à l'écoulement et oblige le tirant d'eau à augmenter et passer au-dessus du seuil et fait apparaître un ressaut hydraulique. Ce dernier provoque une variation importante de la hauteur d'eau de l'amont vers l'aval. Le ressaut hydraulique est l'un des phénomènes les plus complexes en hydraulique à surface libre. Il influence fortement les calculs des modèles. Cependant, les modèles utilisés arrivent à représenter correctement ce qui se passe en réalité. La hauteur d'eau suit l'évolution morphologique de la couche de sable. Dans le but de mettre en clair les différences entre les résultats des simulations effectuées par les quatre modèles, le volume des sédiments transportés est calculé.

Le Tableau 2.5 regroupe les volumes en pourcentage des sédiments transportés calculés par les différents modèles.

Tableau 2.5 : Comparaison des volumes de sable non érodés (%) par les différents modèles

	t = 0	t = 5 min	t = 10 min	t = 15 min	t = 30 min
Formules	Volume des sédiments non érodés (%)				
Einstein (1950)	100	99,4	97,4	95,2	87,8
Fernandez (1976)	100	93,8	84,6	75,8	56,4
Van Rijn (1984)	100	95,8	89	81,8	66
Charru et al. (2004)	100	95	87,8	79,8	60

L'analyse des résultats a fait distinguer des modèles plus érosifs que d'autres. Le modèle le plus érosif est celui de Fernandez-Luque (1976) au bout de 30 min, à peu près 50 % de la couche de sable a été érodée. Cependant les deux modèles de Van Rijn (1984) et Charru (2006) donnent des résultats semblables par rapport aux volumes de sables transportés. Ces deux modèles sont moins érosifs en comparaison avec celui de Fernandez. Enfin, le modèle d'Einstein n'arrive pas à reproduire la réalité, au bout de 30 minutes, 87,8 % de la couche de sable n'a pas bougé. Ce résultat confirme l'inefficacité du modèle d'Einstein dans la prédiction du transport solide de fond.

Ci-après, une comparaison de l'évolution morphologique du fond calculée par les différentes lois au même instant (t = 15 min) est présentée par la Figure 2.17.

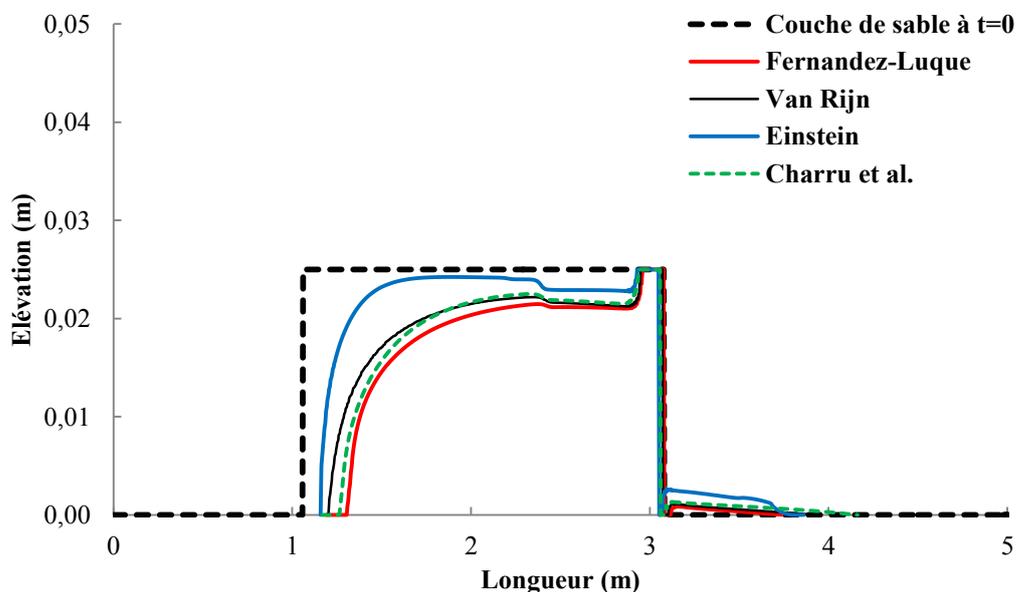


Figure 2.17 : Évolution de la morphologie de la couche de sable simulée par différents modèles de transport sédimentaire par charriage à t = 15 min

De la même manière comme dans la section précédente, une comparaison des volumes de sable érodés a été effectuée. Le modèle le plus érosif est celui de Fernandez-Luque, au bout de 15 minutes, $2,84 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ (25 %) de sable est érodé. Pour les deux modèles de Van Rijn

(1984) et Charru et al. (2004), 20 % du volume total de sable est seulement érodé, alors que pour le modèle d'Einstein 6 % de volume total de sable est érodé. Enfin, il est à souligner que pour des études se rapportant à l'affouillement à court terme le modèle de Fernandez-Luque peut donner de bons résultats. Cependant, les modèles de Van Rijn (1984) et Charru (2006) sont plus recommandés, pour l'étude des processus d'érosion de sédiments dans les rivières à long terme.

3.3.3. Application du modèle d'érosion-déposition de Charru (2006)

La modélisation du transport sédimentaire par charriage permet de résoudre plusieurs problématiques rencontrées en rivière. En effet, il existe toujours une alternance entre les deux modes de transport par charriage et suspension pour les particules des sables de diamètre variant de 100 à 1000 μm . Ces matériaux peuvent être transportés, soit en suspension pour le cas des cours d'eau à forte pente, ou bien charriés dans le cas des rivières à faible pente (Malavoi et al., 2012). Plusieurs relations se sont développées dans le but de calculer la capacité du transport solide par charriage. Ces formules donnent rarement des résultats comparables, car elles ont été établies dans des conditions bien particulières. Dans ce contexte, la présente contribution portera sur l'application d'une nouvelle approche conçue pour le calcul du transport sédimentaire par charriage sous l'effet d'un écoulement turbulent. Une étude expérimentale a été menée dans un canal rectangulaire afin de tester ce nouveau modèle d'érosion-déposition de Charru (2006). Plusieurs simulations ont été réalisées pour mettre en place un modèle capable d'estimer correctement les quantités de matériaux charriés dans le canal ; et d'en déduire leurs effets sur l'évolution morphologique du fond d'un canal. À l'issue de ces simulations, une analyse comparative entre ces différentes approches employées dans cette contribution afin de révéler les limites ainsi que les avantages des différentes méthodes développées pour l'étude de dynamique sédimentaire.

a. Contexte et enjeux

Ce travail porte sur l'analyse de l'évolution morphologique d'une couche de sable placée au fond d'un canal expérimental sous l'effet d'un écoulement permanent. La simulation numérique a été effectuée à la base de deux approches différentes. Dans un premier lieu, un modèle bidimensionnel a été élaboré avec le code TELEMAC 2D couplé avec SISYPHE. Plusieurs modèles implémentés dans SISYPHE ont été utilisés pour le calcul de la capacité des sédiments par charriage, en particulier celles d'Einstein (1950), Fernandez and Luque (1976), Van Rijn (1984) et Lajeunesse et al. (2010). Dans un second lieu, le modèle d'érosion-déposition de Charru (2006) a été appliqué sur la base de notre expérience. En fait, ce modèle ne calcule pas les champs d'écoulement : les variables hydrodynamiques peuvent être soit imposées dans le modèle ou bien calculées par un autre modèle hydraulique. Un couplage avec le modèle hydraulique sous TELEMAC 2D pour déterminer la variation des paramètres hydrauliques a été effectué. Le couplage entre ces deux modèles est explicite (les deux modèles hydrodynamique et morphodynamique sont gérés indépendamment). Les données hydrauliques sont obtenues à partir d'une simulation hydrodynamique sous TELEMAC 2D. Le couplage entre le modèle hydraulique et le modèle du transport sédimentaire par charriage se fait à travers la vitesse de frottement de l'équation (53). Pour chaque pas de temps, la variation de la contrainte de cisaillement est calculée en tout point du

maillage par TELEMAC 2D. Enfin, la résolution du modèle d'érosion et de déposition en se basant sur les calculs du modèle hydraulique nous permet d'estimer le nombre des particules en mouvement, les taux d'érosion et de déposition, pour en déduire par la suite la capacité de la charge de fond. Il est à noter que la fiabilité des résultats repose sur la façon avec laquelle les processus physiques sont décrits.

b. Résolution du modèle d'érosion-déposition

La résolution du modèle d'érosion et de déposition de Charru (2006) nécessite le recours aux méthodes d'analyse numériques. La méthode de différences finies est choisie ici ; elle consiste à approcher les dérivées partielles d'une équation au moyen des développements de Taylor. Plusieurs types de schémas ont été testés, afin de pouvoir décrire d'une manière correcte le déplacement des particules dans une colonne d'eau. Soit $n(x, t)$ le nombre de particules mobiles par unité de surface, et $U_p(x, t)$, leur vitesse moyenne, \dot{n}_e le taux d'érosion, \dot{n}_d le taux de déposition des particules. La conservation du nombre de particules en mouvement est décrite par l'équation ci-dessous :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \dot{n}_e - \dot{n}_d - \frac{\partial(n U_p)}{\partial x} \quad (114)$$

La résolution de cette équation par la méthode de différence finie permet de décrire l'évolution du nombre de particules mobiles dans le canal. L'équation décrivant les particules de sable en mouvement est donnée par :

$$n_i^{t+\Delta t} = n_i^t + \Delta t \left[\dot{n}_e - \dot{n}_d - U_{pi}^t \frac{(n_i^t - n_{i-1}^t)}{\Delta x} - n_i^t \frac{U_{pi}^t - U_{pi-1}^t}{\Delta x} \right] \quad (115)$$

En combinant les équations (101), (105) et (115), on peut déduire :

$$n_i^{t+\Delta t} = n_i^t + \Delta t \left[-V_i^t \frac{n_i^t - n_{i-1}^t}{\Delta x} - n_i^t \frac{V_i^t - V_{i-1}^t}{\Delta x} + \frac{c_e}{\rho V_s D^3} (\tau - \tau_c) - n_i^t c_d \frac{V_s}{D} \right] \quad (116)$$

Les conditions aux limites considérées sont introduites par la Figure 2.18.

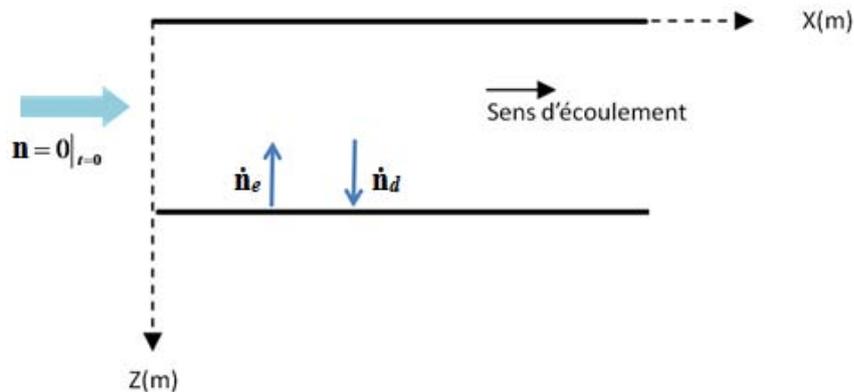


Figure 2.18 : Conditions aux limites dans le canal

- Condition initiale : $n(x, t) = 0 \Big|_{t=0}$
- Condition aux limites $n(x, t) = 0 \Big|_{x=0}$

Cette nouvelle approche considère que le taux de transport solide par charriage est égal au produit du nombre de particules en mouvement, du volume de la particule et de la vitesse de déplacement des particules. Une fois que le nombre des particules en mouvement dans le canal est calculé suite à la résolution du modèle d'érosion-déposition de Charru (2006), le taux de transport solide par charriage peut être calculé en utilisant l'équation (97).

c. Résultats et discussion

La plupart des formules proposées pour modéliser le transport solide par charriage nécessitent une étude hydraulique préalable pour l'estimation des contraintes de cisaillement responsables du transport. En effet, le modèle hydraulique calcule la contrainte de cisaillement de fond τ , qui représente le paramètre clé pour le calcul des taux de transport solide par charriage. Ci-après nous présentons les résultats de la résolution numérique du modèle d'érosion-déposition pour le calcul de la capacité de transport solide par charriage. Mais avant ceci, une présentation des résultats des simulations numériques du taux d'érosion \dot{n}_e , du taux de déposition \dot{n}_d , et la vitesse de déplacement des particules U_p sera donnée.

- Modélisation de la vitesse de déplacement des particules

La vitesse de déplacement des particules est basée sur la variation de la contrainte de cisaillement du fond et la vitesse de chute. Pour notre cas d'étude, les particules sont de taille uniforme $D = 250 \mu\text{m}$, et donc la vitesse de sédimentation V_s calculée à partir de l'équation (50) proposée par Van Rijn (1993) est constante. La Figure 2.19 introduit les fluctuations de la vitesse de déplacement des particules (U_p) le long du canal.

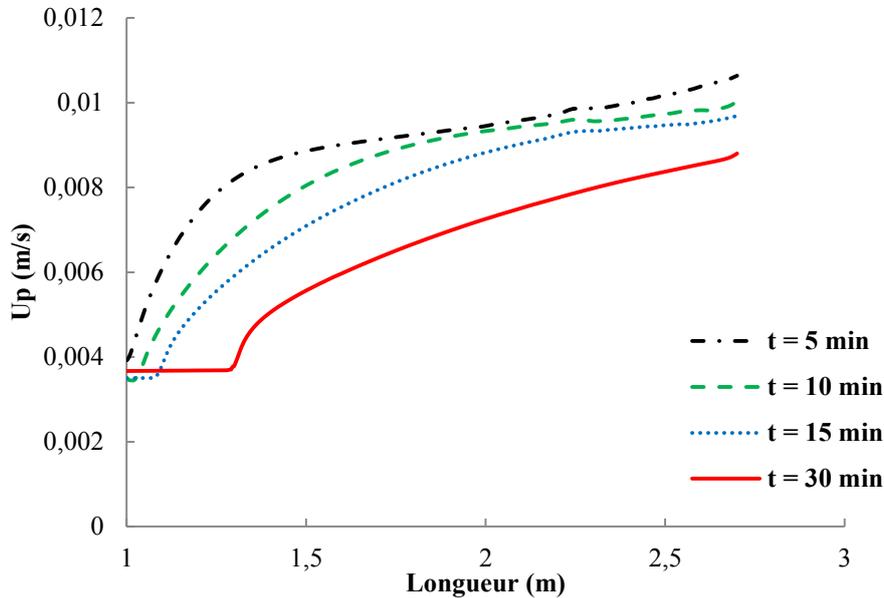


Figure 2.19 : Évolution de la vitesse de déplacement des particules

Le charriage est donc un mode de transport des matériaux extrêmement lent. La vitesse de déplacement des particules par charriage est en moyenne égale à 0,007 m/s. Les particules mettent à peu près 1 an pour parcourir une distance de 150 km.

- **Modélisation d'érosion et de déposition**

Il existe toujours une alternance entre les deux processus d'érosion et de déposition. Ce sont les deux facteurs fondamentaux qui contrôlent l'évolution morphologique des rivières. Ci-après nous présentons l'évolution de la capacité d'érosion ($n_e = \rho_s D^3 \dot{n}_e$) et de la capacité de déposition ($n_d = \rho_s D^3 \dot{n}_d$) des grains de sable dans le canal (Figure 2.20).

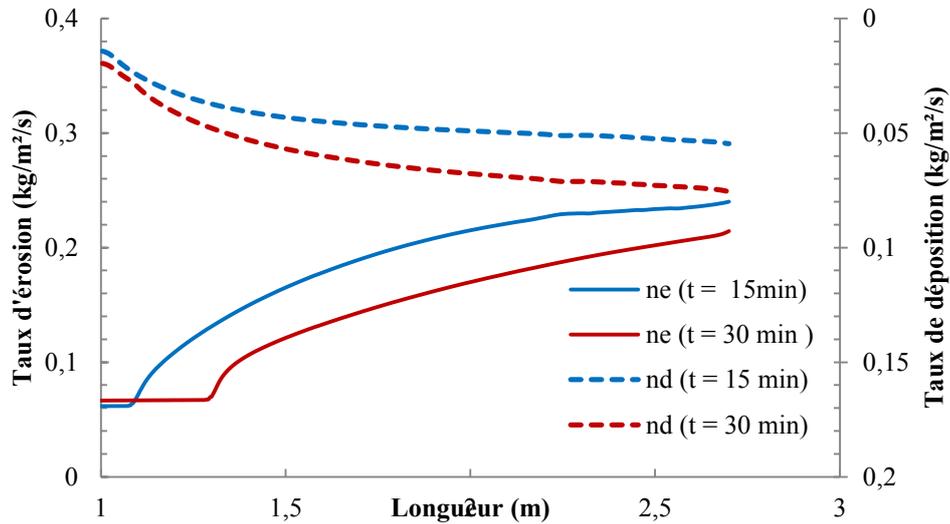


Figure 2.20 : Évolution des taux de déposition et d'érosion

Le phénomène d'érosion est dominant et évolue dans le temps. A $t = 15$ min, le taux d'érosion est évalué à 5 fois le taux de sédiments déposés. Mais, au bout de 30 minutes, le taux d'érosion diminue en faveur du processus de déposition et devient 3 fois plus grand que le taux des sédiments déposés.

- **Quantification du transport solide par charriage**

Le transport sédimentaire par charriage provoque des modifications du régime de l'écoulement et apporte des changements morphologiques significatifs sur la géométrie des cours d'eau. Ce mode de transport a un rôle morphogène important, ceci fait bien comprendre l'importance de savoir le quantifier. Des simulations numériques ont été réalisées afin de calculer le transport solide dans un canal expérimental. La Figure 2.21 présente une synthèse récapitulative des résultats issus de plusieurs modèles testés pour le calcul de la capacité des sédiments transportés par charriage dans le canal. Les résultats du modèle d'Einstein (1950) n'ont pas été représentés, le modèle donne des résultats différents des autres modèles. Le calcul fait par ce modèle n'arrive pas à reproduire correctement la réalité.

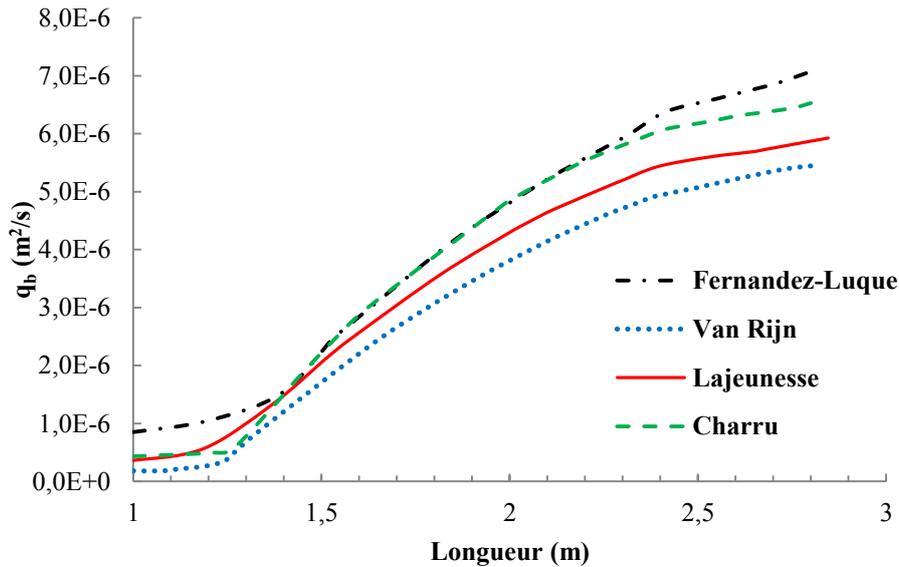


Figure 2.21 : Évolution du transport sédimentaire par charriage calculé par différents modèles

Les différents modèles testés donnent des estimations semblables, les écarts entre les estimations de différents modèles sont relativement faibles. Au cours du temps la capacité des sédiments charriés diminue pour les différents modèles utilisés. Les résultats sont globalement satisfaisants (même allure des courbes). Il est à noter que les deux modèles de Fernandez (1976) et Charru (2006) donnent des estimations presque identiques du taux de sédiment par charriage tout le long du canal.

- *Analyse adimensionnelle du transport solide par charriage*

Une analyse adimensionnelle du transport solide de fond est présentée ici. Le but est de visualiser l'évolution de la capacité des sédiments adimensionnelle (q_b^*) en fonction du nombre de Shields (η^*).

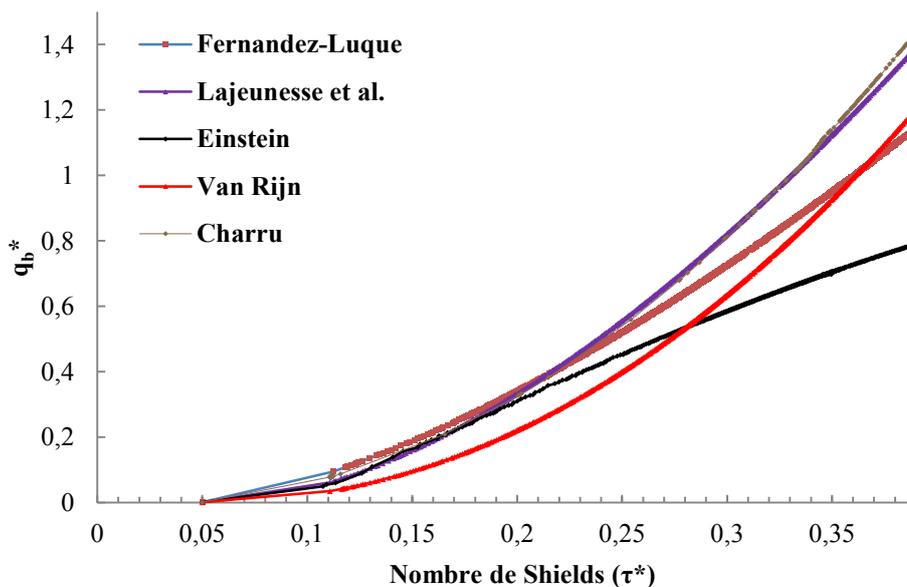


Figure 2.22 : Evolution du transport sédimentaire par charriage (q_b^*) en fonction du nombre de Shields (η^*)

Le transport solide par charriage apparaît dès que la contrainte qui s'exerce sur le lit est capable de mettre en mouvement les sédiments. Le seuil de mise en mouvement est calculé à partir des lois empiriques proposées par Van Rijn (1993). Les résultats obtenus confirment encore une fois les résultats trouvés dans la première partie de ce travail. Les modèles donnent des résultats semblables qui reproduisent correctement la réalité (en comparaison avec les données expérimentales pour l'évolution de la couche de sable). Cependant le modèle d'Einstein sous-estime les taux de sédiments transportés dans le canal et n'arrive pas à reproduire correctement la réalité.

Jusqu'à l'instant la mesure du transport solide par charriage reste toujours lourde à mettre en œuvre, pose des problèmes concrets dans la modélisation du numérique. Les outils de mesures sont très exigeants en temps et nécessitent une grande technicité, en particulier en période des crues qui nécessite une réactivité très importante et une disponibilité indépendante pour une longue période.

4. Conclusion

Plusieurs formules ont été établies dans la littérature pour calculer le transport de charge de fond, en particulier le nouveau modèle d'érosion-déposition de Charru (2006) pour des écoulements turbulents. La présente contribution s'intéresse à la prédiction du transport de fond et de son influence sur les changements morphologiques. Une inter-comparaison entre plusieurs formules répandues dans le calcul de transport solide par charriage sur des données expérimentales de la littérature a été menée. L'analyse comparative des résultats a montré que toutes les formules conduisent à des résultats acceptables, et que la capacité de transport des sédiments dépend fortement du diamètre des particules.

En outre, l'étude de l'évolution morphologique d'une couche de sable placée dans un canal montre que l'évolution morphologique des rivières dépend des conditions hydrauliques et des propriétés des sédiments. En fait, l'étude expérimentale réalisée dans le petit canal de l'INAT manque beaucoup de précisions et des moyens de mesures sophistiqués pour pouvoir suivre avec précision le flux des sédiments transportés ainsi que l'évolution morphologique du fond sableux. Aussi la présence de deux seuils et l'apparition du ressaut hydraulique ont influencé les calculs numériques. Cependant, la simulation numérique réalisée par TELEMAC 2D couplé avec SISYPHE et le nouveau modèle d'érosion ont donné globalement des résultats satisfaisants avec des écarts relativement faibles. L'analyse des simulations montre que les changements de la géométrie du canal dépendent fortement de la granulométrie des sédiments, des paramètres hydrauliques et des relations mathématiques utilisées lors de la modélisation. Les deux modèles de Van Rijn (1984) et Charru et al. (2004) sont recommandés pour l'étude du processus de l'érosion à long terme, alors que pour des études se rapportant à l'affouillement à court terme le modèle de Fernandez-Luque (1976) peut donner de bons résultats. Il est à noter que ces simulations ont été réalisées sur des expériences de laboratoire de la littérature, et en perspective on compte mener des expériences à l'INAT. En effet, dans la continuité de ce travail, dans le cadre d'un Post Doc en perspective, des expériences dans le grand canal de l'INAT seront réalisées. Le protocole de ces expériences est déjà discuté et réfléchi (Annexe), par la suite, des tests de simulations seront effectués pour vérifier la fiabilité des données expérimentales obtenues.

Chapitre 3

Modélisations hydrauliques et transport sédimentaire associé

« Cas de la Medjerda »

1. Introduction

Les inondations sont devenues un véritable fléau ces dernières années, de plus en plus fréquentes et dévastatrices. La Tunisie n'échappe pas ces problèmes d'inondation, qui peuvent menacer notre vie (Gharbi et al., 2013a), notamment dans le bassin versant de la Medjerda. Les graves inondations qui ont frappé la région de Redeyef dans le sud Tunisien en septembre 2009 ou les crues spectaculaires de la Medjerda en 1973 et 2003 restent gravées dans la mémoire des Tunisiens (Gharbi et al., 2013b), avec plus récemment les inondations de février 2012. Le traitement passe par une meilleure connaissance du phénomène de crue, et exige le recours à des méthodes de prévision impliquant la modélisation hydraulique de la Medjerda. Plusieurs travaux ont été réalisés sur l'étude de l'hydrodynamique de la Medjerda : Rodier et al. (1981) ; Habaieb (1992) ; Nippon et al. (2009) ; Hamami (2010) ; Gharbi et al. (2012a) ; Louati et al. (2012) ; Kharroubi (2013) ; Talbi et al., (2013). Tous ces travaux ont confirmé que le transport de sédiments pose un sérieux problème au niveau du bassin versant de la Medjerda, induisant la modification de la morphologie du lit, qui est étroitement liée au problème d'inondation. La présente contribution portera sur la modélisation des crues et du transport sédimentaire associé au niveau du bassin versant de la Medjerda (Oued en Tunisie). En continuité à ces travaux (Gharbi et al., 2012a), cette étude vient approfondir ces phénomènes se rapportant à l'hydrodynamique de la Medjerda, et aborder les problèmes de transport sédimentaire associé. En effet, une simulation de crues survenues sur le bassin de la Medjerda sera réalisée, en particulier pour le tronçon allant du barrage Sidi Salem au barrage Laâroussia. En parallèle, les quantités de sédiments transportés par l'Oued Medjerda en période de crue seront modélisées. Le couplage entre ces deux modèles, d'hydrodynamique et de transport sédimentaire, devrait donner une meilleure vision globale de la circulation dans la Medjerda et améliorer les résultats du modèle hydrodynamique (Ben Mammou and Louati, 2007). Dans un premier temps, une étude des caractéristiques morphologiques et hydrologiques du bassin versant de la Medjerda est menée, dans le but de pouvoir analyser son évolution morphologique. Dans un second temps, des simulations avec des modèles hydrauliques 1D et 2D sont réalisées. Ces simulations ont concerné les crues récentes pour lesquelles des données sont disponibles, en particulier la crue spectaculaire de janvier 2003, et la crue, plus récente, survenue en février 2012. Une fois que le modèle hydraulique est calé, la modélisation du transport sédimentaire est abordée. Une simulation numérique unidimensionnelle par HEC RAS, et une simulation numérique bidimensionnelle par TELEMAC 2D couplé avec SISYPHE ont été établies. L'objectif est de pouvoir quantifier et interpréter les quantités de sédiments transportés par l'Oued Medjerda en période de crue et d'identifier leurs impacts sur l'évolution morphologique de la rivière. Ainsi, le présent chapitre peut être reparti en 3 parties :

- Présentation de la Medjerda
- Modélisations hydrauliques
- Modélisations du transport sédimentaires

2. Présentation de la Medjerda

L'Oued Medjerda est le plus important cours d'eau de la Tunisie ; il prend sa source près de Souk-Ahras (Algérie) puis coule vers l'Est avant de se jeter dans la mer Méditerranée. Il draine un bassin versant de 23700 km² dont 7600 km² (32 %) sont situés en Algérie. Le cours d'eau principal de la Medjerda s'étend sur près de 485 km, c'est le seul Oued permanent du pays.

Avec ses affluents, il collecte de l'Ouest vers l'Est la majeure partie des eaux de surface du Nord de la Tunisie et véhicule en moyenne près 1 Mm³ d'eau par an soit environ la moitié des eaux superficielles disponibles sur l'ensemble du pays. Son importance vitale pour la Tunisie a fait que, depuis longtemps, elle a retenu l'attention des économistes et des techniciens (Rodier et al., 1981).

Le bassin de la Medjerda se trouve presque entièrement à l'étage bioclimatique semi-aride où la pluviométrie moyenne annuelle est comprise entre 400 et 600 mm. 44 % de sa superficie totale, soit 10500 km² est contrôlée par des réservoirs dont le plus important est le barrage Sidi Salem qui contrôle à lui seul 18250 km² (Rodier et al., 1981).

Malgré les précipitations relativement faibles dans le bassin au printemps et en automne, de violentes inondations peuvent être observées au cours de ces saisons (Fdhila, 2006). Cela concerne par exemple les attributs des débits en provenance d'Algérie.

2.1. Localisation du bassin versant de la Medjerda

L'Oued Medjerda n'est pas une source, mais une multitude de sources réparties dans le bassin versant du Nord-Ouest Tunisien. La partie tunisienne du bassin versant de la Medjerda peut être découpée en 3 principaux sous bassins :

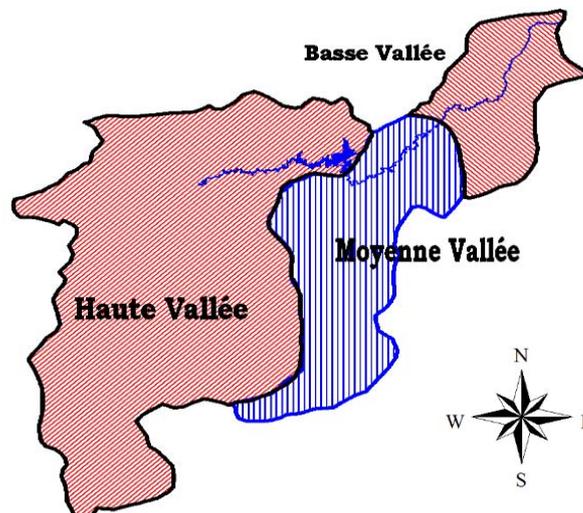


Figure 3.1 : Les trois sous-bassins de la Medjerda (DGRE, 2004)

- **La haute vallée :** s'étend de la ville de Ghardimaou, au barrage Sidi Salem et comprend les affluents rive droite : Mellègue (10700 km²), Tessa (2420 km²) et rive gauche, Béja (340 km²) et Zarga (320 km²).
- **La moyenne vallée :** s'étend du barrage Sidi Salem au barrage Laâroussia et comprend les affluents Khalled, Siliana, et Lahmar.

- **La basse vallée :** concerne la partie allant du barrage Laâroussia jusqu'à l'embouchure à Ghar El Melh, et comprend l'affluent Chafrou (588 km²).

2.2. Présentation de la zone d'étude

Pour notre cas d'étude, la zone retenue est la moyenne vallée ayant été envahie par les eaux, au moins trois fois au cours des dernières années. Le tronçon étudié s'étend sur une longueur de 85 km allant du barrage Sidi Salem jusqu'au barrage Laâroussia (Gharbi et al., 2013b). Ce tronçon est contrôlé par 6 stations hydrométriques, c'est la partie la plus contrôlée du bassin versant de la Medjerda. Ce tronçon est alimenté par 3 affluents : Oued Khaled, Oued Siliana, et Oued Lahmar au niveau de la rive droite.

La Figure 3.2 présente la localisation du bassin versant de la Medjerda, en particulier la zone d'étude considérée :

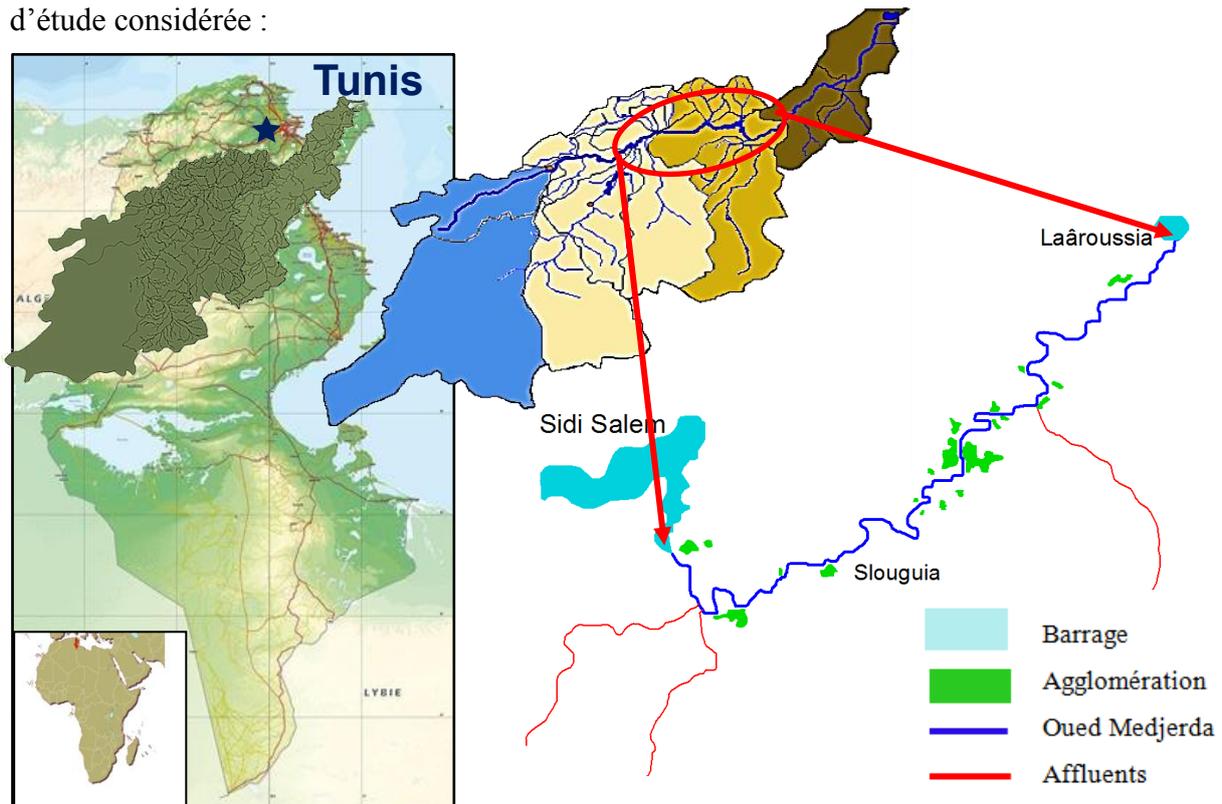


Figure 3.2 : Localisation du bassin versant de la Medjerda

Le profil en long de l'Oued présente une très forte sinuosité, et la pente du talweg est faible. Le régime, très capricieux, est pluvial méditerranéen avec des grandes crues annuelles débitant jusqu'à 500 m³/s et de maigres étiages estivaux allant de 1 à 7 m³/s (Ben Hassine and Ben Rejeb, 2003). Le volume annuel moyen débité est estimé à 1 milliard de m³.

2.3. Caractéristiques physiques

Les données topographiques du milieu naturel devraient nous permettre de mieux expliquer les événements survenus sur le bassin versant, son aptitude au ruissellement et à l'érosion (Yacoubi et al., 2012). À partir des courbes de niveaux de la zone d'étude fournies en partie par la Direction Générale des Barrages et des Grands Travaux Hydrauliques (DG.BGTH) et numérisées dans le cadre de la présente étude, un modèle numérique de terrain (Figure 3.3) a été élaboré afin de matérialiser le relief autour de l'Oued Medjerda et localiser les plaines

ainsi que les altitudes caractérisant le milieu. Ci-dessous le modèle numérique de terrain établi à partir de l'assemblage de cartes topographiques 1/25000) de la moyenne vallée de la Medjerda dans le cadre de cette étude.

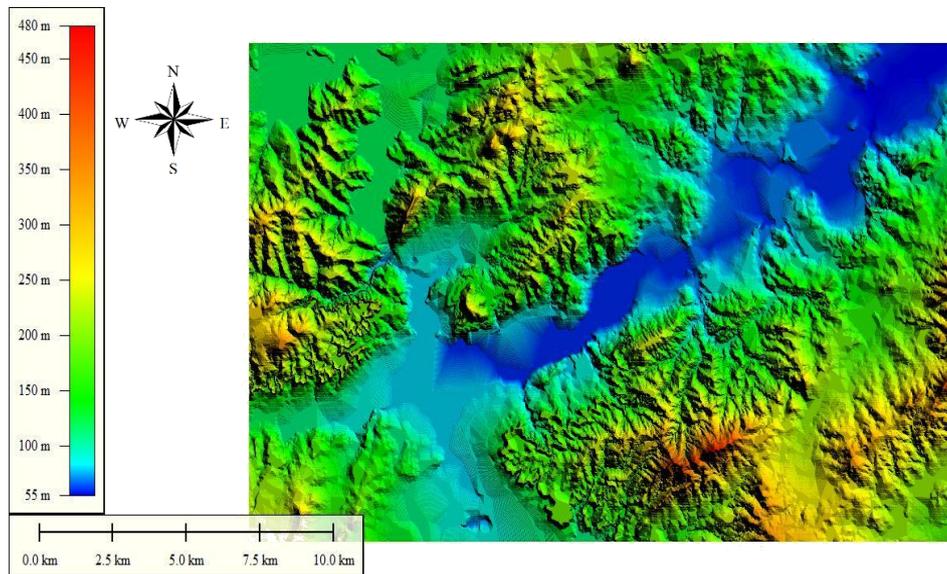


Figure 3.3 : Modèle numérique de terrain de la moyenne vallée de la Medjerda élaboré dans la présente étude

Le modèle numérique de terrain se base sur des courbes de niveau espacées de 5 m avec une haute précision. En allant de l'amont vers l'aval, les reliefs s'adoucisent ; les plaines deviennent de plus en plus fréquentes et leurs extensions s'élargissent considérablement. La zone d'étude considérée, comprise entre les deux barrages Sidi Salem et Laâroussia se caractérise par une pente longitudinale faible et un lit majeur large avec une pente variant de 0,5 à 1 %, et des plaines étendues en particulier autour du bief allant de Medjez El Beb jusqu'au barrage Laâroussia (Habaieb et al. (2013)). Le terrain est caractérisé par des faibles pentes favorisant le phénomène de sédimentation provoquant un engraissement du lit de l'Oued. En se basant sur les résultats de l'enquête de 2007 menée par MARH en aval du barrage Sidi Salem, les pentes du lit de l'Oued varient généralement entre 1/2000 (0,5 %) et 1/3000 (0,3 %). Le profil indique un point d'inflexion du lit de l'Oued au barrage Laâroussia, ce qui fait qu'il existe un lit d'Oued élevé en amont (Ghorbel, 1996). Ceci pourrait être causé par la sédimentation prise au piège par le barrage.

2.3.1. Pédologie

Le bassin de l'Oued Medjerda n'occupe que 9,7 % de la superficie de la Tunisie. Toutefois le bassin est à l'origine des contributions à la production nationale de denrées alimentaires (75 %). Sa vallée est la partie la mieux cultivée et la plus fertile (DGRE, 2004). C'est, en outre, le chemin naturel et le plus court pour les communications avec l'Algérie. Il est clair que l'étude de la pédologie de la Medjerda est d'une grande importance pour l'étude des écoulements de surface ainsi que pour le phénomène de transport sédimentaire (Mekni, 2010).

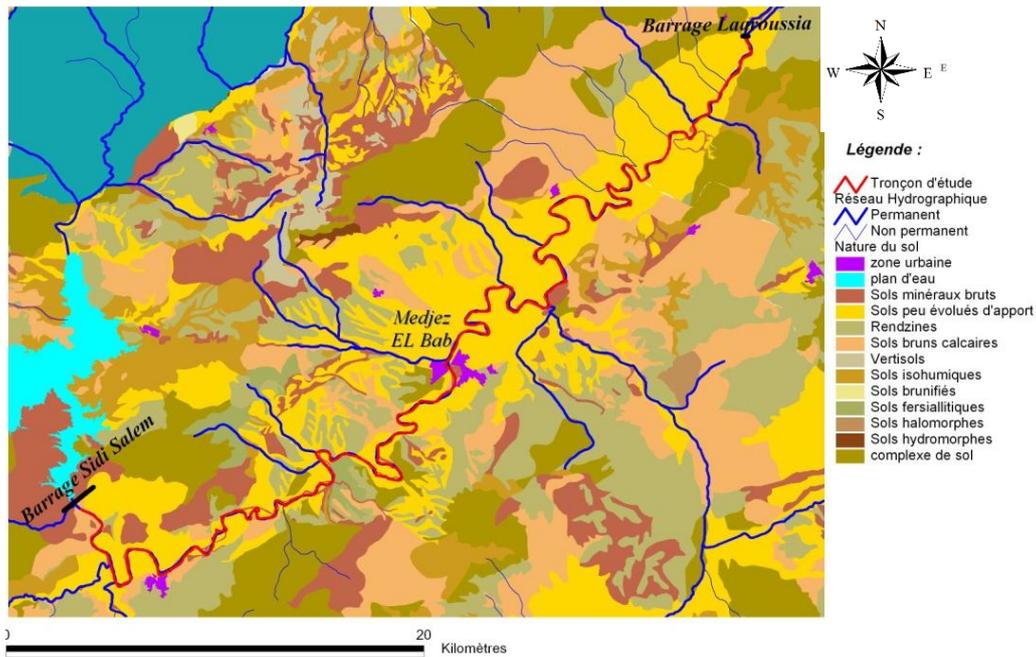


Figure 3.4 : Carte pédologique de la moyenne vallée de la Medjerda

L'analyse pédologique permet de classer les sols qui couvrent la moyenne vallée de la Medjerda :

- **Les sols peu évolués :** Les vertisols, les sols peu évolués d'érosion ou d'apport alluvial, les sols minéraux bruts argileux, et certaines unités complexes de sol. Ils sont de texture très variable et donc de perméabilité également variable. Ils se localisent sur les terrasses récentes comme les plaines autour de la Medjerda.
- **Les sols minéraux bruts :** Ils sont d'origine fluviale. Ces sols se trouvent seulement dans le lit mineur de la Medjerda. Les sols minéraux bruts argilo sableux et quelques unités complexes du sol, ont une texture moyenne permettant à l'eau de s'infiltrer modérément.

2.4. Caractéristiques hydrologiques

2.4.1. Régime hydrologique

Le régime hydrologique est marqué par une période d'étiage et une période de crue. L'isohyète 600 mm divise le bassin en deux zones : la première est formée par les affluents rive gauche de la Medjerda, la deuxième est formée par tout le reste. La moyenne vallée de la Medjerda est alimentée par un réseau hydrographique varié. Le cours d'eau principal est alimenté par des affluents des Oueds Khaled, Siliana et Lahmar par des écoulements torrentiels et irréguliers. L'apport d'eau annuel de la Medjerda (en absence de barrage) à son exutoire naturel est évalué à un milliard de m³. Les affluents des rives gauche et droite apportent respectivement 390 et 405 Mm³ (Lebdi, 2011).

Les 6 stations hydrométriques entre les deux barrages Sidi Salem et Laâroussia procurent les mesures de débit, de hauteur d'eau, de précipitations, de transport de sédiments, etc.

- Station Oued Khaled
- Station Siliana
- Station Slouguia
- Station Medjez El Beb
- Station Oued Lahmar
- Station El Herri

2.4.2. Conditions climatiques

La pluviométrie moyenne mensuelle présente une grande variation entre les mois de la saison humide et la saison sèche par rapport à la moyenne mensuelle 40,22 mm. La précipitation saisonnière montre que l'hiver est la saison la plus pluvieuse avec 43 % du total annuel précipité (Bargaoui et al., 2008). L'automne et le printemps présentent presque le même pourcentage de la pluviométrie qui est de l'ordre de 27 %. Toutefois, les pluies de l'automne sont souvent orageuses, violentes et surtout irrégulières, celles du printemps sont plutôt fines et très appréciées pour l'activité agricole. Les pluies d'été sont presque toujours des pluies d'orages courtes et brutales (Slimani et al. 2006). Généralement, ces pluies ne dépassent pas 2 % du total annuel enregistré.

2.4.3. Historiques des crues

La Medjerda a connu au cours des dix dernières décennies plusieurs crues importantes dont celles de 1907, 1929, 1931, 1936, 1940, 1947, 1952, 1959, 1969, 1973, 2000 et plus récemment 2003, 2009 et 2012 (INAT, 2004). La moyenne vallée a connu plusieurs événements important de crue, survenue avant 1940 au vu des débits mesurés à l'amont au niveau des régions de Boussalem et Jendouba, mais il n'existe pas de renseignements chiffrés à Medjez El Beb (DGRE, 2004). Le Tableau 3.1 regroupe les débits enregistrés lors de la crue la plus catastrophique, de mars 1973 et les crues plus récentes de janvier 2003 et février 2012.

Tableau 3.1 : Débits de pointe enregistrés lors des crues

	Sidi Salem	Slouguia	Medjez El Beb	Laâroussia
	Débit maximal en m ³ /s			
Crue 1973	3180	3550	3300	-
Crue 2003	1417	744	730	400
Crue 2012	300	353	250	240

Il est à noter que la plus forte crue jamais connue sur la Medjerda est celle de mars 1973 causant la mort de plus de 100 personnes. Plus récemment, la crue de janvier 2003 a entraîné la submersion de la ville de Medjez El Beb avec un débit maximal égal à 730 m³/s. Enfin la crue récente de février 2012 a provoqué l'augmentation de la lame d'eau de la retenue Laâroussia, ce qui a imposé des lâchures progressives et croissantes. Ces lâchures ont provoqué des débordements de l'Oued en aval recouvrant plusieurs zones (El Battan, Béjaoua, Jedeida, Chaouat, etc.). En effet, les eaux ont inondé environ 700 ha de terrains agricoles situés à côté des rives de l'Oued.

2.5. Ouvrages hydrauliques

Depuis 1954, plusieurs barrages ont été implantés dans le bassin versant de la Medjerda pour mobiliser le maximum des eaux de ruissellement dans le Nord de la Tunisie. Le Tableau 3.2 regroupe les caractéristiques des différents barrages :

Tableau 3.2 : Caractéristiques de différents barrages sur le bassin versant de la Medjerda (DGRE, 2004)

Nom	Mise en service	BV (km ²)	Capacité init (hm ³)	Capacité utile (hm ³)	Débit max (m ³ /s)	Destination
Mellègue 1	1954	10300	306,60	147,54	6000	Irrigation, hydroélectricité,
Ben Métir	1954	103	61,63	57,63	990	Eau potable, hydroélectricité
Laâroussia	1957	540	50	39,5	400	Irrigation Eau potable
Kasseb	1968	101	81,09	69,62	460	Eau potable, hydroélectricité
Bouheurtma	1976	390	117,5	109,8	2500	Irrigation
Sidi Salem	1981	18000	814	674,48	5400	Irrigation, AEP, hydroélectricité,
Siliana	1987	1040	70	53,04	2500	Irrigation

2.5.1. Barrage Sidi Salem

Le barrage Sidi Salem est le plus grand barrage de la Tunisie, construit en 1981 dans le cadre du plan directeur de l'utilisation des eaux du Nord de la Tunisie. Il est destiné à mobiliser au maximum les ressources du grand bassin de la Medjerda (Daoud et al., 2009). Le barrage est situé à 8 km au Nord-Ouest de la ville de Testour, gouvernorat de Béja. La retenue du barrage, s'étendant sur une superficie de 4710 ha, retient un volume de 674 Mm³ à sa côte normale, qui est devenue 115 m NGT après la surélévation du seuil de l'évacuateur des crues courantes de 5 m. La capacité de la retenue aux plus hautes eaux est évaluée à 955 Mm³ (Ben Hassine and Ben Rejeb, 2003).

L'apport annuel moyen est de 666 Mm³. L'apport minimum obtenu depuis la mise en service du barrage est de 94.3 Mm³ en 1996. En plus de la mobilisation des eaux de surface pour la satisfaction des différents besoins en eau, le barrage Sidi Salem joue un rôle essentiel dans la protection des villes et des plaines à son aval (telle que la ville de Medjez El Bebb,...) par le laminage des eaux des crues (Nippon et al., 2009). Le volume d'amortissement des crues, est le volume contenu entre la côte de retenue normale (RN) et la côte des plus hautes eaux (PHE).

Une estimation des volumes d'eau pour différents débits ainsi que les salinités correspondantes a été réalisée. Au niveau du barrage Sidi Salem, pour un débit de crue (en volume) 800 10⁶ m³, la salinité est égale à 1,2 g/l, pour un débit de base égale à 100 10⁶ m³, la salinité est de 3,1 g/l (Cruette, 1968). Il est à noter que plus le débit liquide augmente plus la salinité diminue.



(DGRE, 2004)



Figure 3.5 : Vue du barrage Sidi Salem et de sa centrale hydroélectrique

Le barrage Sidi Salem est équipé par différents ouvrages d'évacuation des eaux, qui sont constitués de :

- ❖ **Une vidange de fond :** c'est une conduite contrôlée par une vanne wagon de garde calée à la côte 72,5 m NGT, et une vanne segment de réglage calée à la même côte pouvant transiter à pleine ouverture un débit maximum de vidange de $600 \text{ m}^3/\text{s}$. Les eaux de vidange sont transitées par une galerie de vidange de 8,2 m de diamètre et de 755 m de longueur.
- ❖ **Un évacuateur des crues courantes :** c'est une sorte de puits déversant au-dessus de la côte 115 m NGT, pouvant passer un débit maximum de $760 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une côte de 119,5 m NGT correspondant à la côte des plus hautes eaux (PHE). Les eaux déversées transitent par l'intermédiaire d'une autre galerie parallèle à la galerie de vidange, de même niveau et de même diamètre et de longueur 815 m.
- ❖ **Un évacuateur des crues exceptionnelles :** c'est un évacuateur de surface à trois passes équipées de grandes vannes à segments de $15 \times 13,5 \text{ m}$, son débit global d'évacuation est de $5260 \text{ m}^3/\text{s}$ à la côte des plus hautes eaux (119.5 m NGT).
- ❖ **Un évacuateur de l'usine hydro-électrique :** usine en puits circulaire de 17,20 m de diamètre extérieur. Le débit équipé de la centrale est de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.5.2. Barrage Laâroussia

Le barrage Laâroussia est un ouvrage de régulation situé au Nord de la Tunisie, sur le cours d'eau inférieur à l'entrée de la basse vallée de la Medjerda. Il est situé dans la délégation de Tebourba, gouvernorat de Mannouba. Il s'agit d'un barrage mobile, constitué essentiellement de trois grandes vannes secteurs ayant les objectifs suivants :

- Contrôler les débits alimentant le canal Medjerda-Cap Bon.
- Fournir un volume annuel de 250 Mm³ pour l'irrigation.
- Produire de l'électricité.

Le niveau de la retenue est contrôlé en fonction de la demande en eaux des canaux à ciel ouvert (le canal Medjerda-Cap Bon et le canal irriguant la basse vallée).



Figure 3.6 : Barrage Laâroussia

Le barrage Laâroussia n'effectue aucune régulation pendant les crues, les trois vannes à segments s'effaçant complètement pour laisser le libre passage de débits des crues dans l'Oued (DGRE, 2004).

2.5.3. Les ponts

Au niveau du bief allant de barrage Sidi Salem jusqu'au barrage Laâroussia, on trouve cinq ponts traversant l'Oued. Les caractéristiques de ces ponts sont résumées dans le Tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Caractéristiques des ponts entre les 2 barrages Sidi Salem et Laâroussia (DGRE, 2004)

Ponts	Type	Longueur (m)	Nb de travées	portées de travées	Largeur chaussée (m)	Hauteur d'ouvrage (m)
Testour	Poutre	138,5	05	27,7	7	6
Slouguia	Bailly	109	03	36	4	16
Medjez El Beb	Voûte	128,9	17	8.7	5.7	-
Ceinture GP5	Poutre	112	03	36,40	7.8	4,5
Borj Ettoumi	Poutre	90	03	30	9.1	-

2.6. Conclusion

La première partie de ce chapitre nous a permis de décrire d'une manière détaillée notre zone d'étude comprise entre les deux barrages Sidi Salem et Laâroussia. Nous avons présenté les caractéristiques hydrologiques et topographiques de la zone, l'historique des crues survenues au niveau du bassin versant de la Medjerda, ainsi que les différents ouvrages hydrauliques existants. Il apparaît clair que le bassin de la Medjerda est très hétérogène puisqu'il n'existe pas de conditions générales d'apparition du ruissellement sur l'ensemble du bassin de la Medjerda. Le climat, le relief, les sols, et la végétation font de chaque sous bassin un cas particulier qui nécessiterait une étude hydrodynamique. La zone d'étude présente un relief non accentué, il s'agit d'une zone plate, en particulier au niveau du lit majeur de la rivière. De nombreuses contraintes de modélisation apparaissent, car le réseau hydrographique présente plusieurs méandres avec des pentes très faibles (terrain plat), et des rugosités élevées (végétations abondantes, granulométrie du lit de l'Oued, etc.)

La situation résultante impose des mesures correctives au moyen de quelques aménagements physiques des zones dans l'objectif d'améliorer les écoulements et de réduire l'extension des zones d'inondation en cas de crues.

3. Modélisations hydrauliques de la Medjerda

Les crues sont dues à de violentes pluies localisées, dont l'évolution est soudaine et de courte durée, et dont les impacts humains et socio-économiques sont lourds de conséquences (Estupina Borrell, 2003). La Tunisie, comme tous les pays du pourtour méditerranéen, n'échappe pas aux problèmes d'inondation, en particulier, au niveau du bassin versant de la Medjerda. Plusieurs techniques d'alertes ont été développées afin d'aider les responsables de l'aménagement du territoire, pour informer les habitants et minimiser les dégâts. Dans ce contexte, la modélisation hydraulique peut certainement fournir les réponses attendues et des résultats fiables et précis surtout lorsque ces modèles peuvent exploiter les nombreuses informations fournies de nos jours (Detrembleur et al., 2008). Il existe plusieurs types de modèles hydrauliques à savoir 1D, 2D et 3D. La modélisation unidimensionnelle couramment utilisée est adaptée pour les cours d'eau ayant un sens d'écoulement privilégié. La modélisation bidimensionnelle est plutôt utilisée pour les rivières de plaine, lorsque la pente des cours d'eau est faible. Tandis que la modélisation tridimensionnelle permet de décrire la propagation de l'écoulement dans les 3 directions (longitudinale, transversale et verticale).

Cette partie s'intéresse à la prévision des crues au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda. Pour ce faire, plusieurs simulations ont été effectuées. Les modèles 1D via les logiciels HEC RAS et MIKE 11 donnent le comportement de la ligne d'eau lors des crues. Le passage aux modèles 2D (TELEMAC 2D) permet ensuite de visualiser l'étendue de la crue avec la délimitation des zones inondables. La dernière partie est consacrée à une étude comparative entre les résultats obtenus par les différents modèles testés. Ces comparaisons ont mis en évidence les avantages et les inconvénients des modélisations 1D et 2D. Ces comparaisons nous permettent également de définir les plages d'applications des différents logiciels et des modélisations.

3.2. Modélisations hydrauliques unidimensionnelles

La modélisation des crues au niveau des rivières est d'une grande importance en hydraulique fluviale. Les écoulements dans les rivières sont modélisés de manière simplifiée par les équations de Saint Venant 1D, permettant de simuler l'évolution dans le temps et dans l'espace de l'axe hydraulique de la rivière des deux variables le débit Q et le niveau de la surface libre Z_s (Paquier, 2002). Dans ce contexte, une modélisation unidimensionnelle des crues sur le bassin de la Medjerda est réalisée. Plusieurs simulations ont été effectuées avec deux logiciels différents (HEC RAS et MIKE 11). Ces simulations ont concerné les crues récentes pour lesquelles des données sont disponibles, en particulier la crue de janvier 2003, et la crue, plus récente survenue en février 2012.

3.2.1. Contexte et enjeux

Des simulations hydrodynamiques unidimensionnelles utilisant les deux logiciels MIKE 11 et HEC RAS sont menées, afin de contrôler le comportement de l'Oued Medjerda lors de ces crues. La zone d'étude retenue est la moyenne vallée ayant été envahie par les eaux, au moins trois fois au cours des dernières années (Jaballah, 2011). Le tronçon étudié s'étend sur une longueur de 85 km allant du barrage Sidi Salem jusqu'au barrage Laâroussia. Le tronçon est alimenté par 3 affluents : Oued Khaled, Oued Siliana et Oued Lahmar au niveau de la rive

droite. Pour notre cas d'étude, seuls les apports provenant de l'affluent Oued Siliana sont pris en compte. Les apports provenant des deux affluents Oued Khaled et Oued Lahmar sont négligés vu leurs faible débitance par rapport au tronçon principale. Il est à noter que la moyenne vallée de la Medjerda est le tronçon le plus contrôlé de la Medjerda (Gharbi et al., 2013a). Le bassin de la Medjerda est très hétérogène puisqu'il n'existe pas de conditions générales d'apparition du ruissellement sur l'ensemble du bassin de la Medjerda. Le climat, le relief, les sols, et la végétation font de chaque sous bassin un cas particulier nécessitant une étude hydrodynamique.

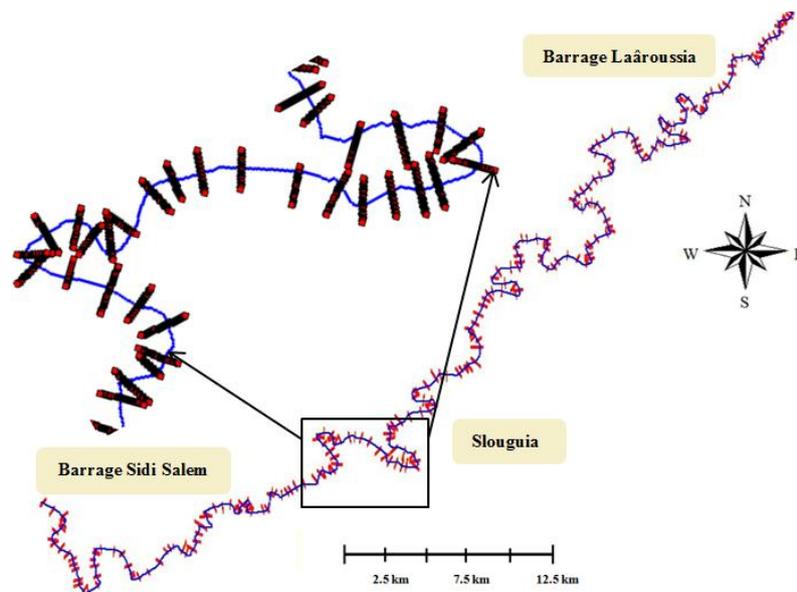


Figure 3.7 : Localisation des profils en travers dans la moyenne vallée de la Medjerda

Pour notre étude, nous disposons de données topographiques, tels que les profils en travers, la carte des pentes, le modèle numérique de terrain, etc. Ces données sont issues de plusieurs campagnes topographiques réalisées en 1996, 2003 et 2007 en collaboration avec le ministère de l'agriculture et des ressources hydrauliques. Les 149 profils en travers disponibles distant en moyenne de 500 m, décrivent la géométrie de la rivière. Un modèle numérique de terrain (MNT), a été établi à partir de l'assemblage de cartes topographiques 1/25000 de la moyenne vallée de la Medjerda.

Les conditions aux limites du modèle sont : en amont, l'hydrogramme mesuré lors de la crue de 2003 à la sortie du barrage Sidi Salem, et en aval, au niveau de barrage Laâroussia, la variation de la hauteur d'eau observée durant la crue. Les apports provenant de l'affluent Oued Siliana sont insérés en amont via l'hydrogramme de crue mesuré.

3.2.2. Matériels et méthodes

Pour mieux représenter les processus hydrologiques plus ou moins complexes se produisant sur un bassin versant, les modèles hydrauliques conçus pour la simulation des crues en fonction des particularités des rivières ont été choisis (Estupina Borrell et al., 2005). Les modèles hydrauliques (ou modèles de propagation de débit amont-aval), sont adaptés pour certaines rivières avec peu d'apport intermédiaire. Ils sont de puissants outils d'étude pour la construction et l'exploitation des aménagements fluviaux. Ils permettent l'analyse de

l'évolution morphologique d'un cours d'eau, l'aménagement des cours d'eau, la mise au point de consignes de crue et de régulation des plans d'eau des retenues de barrages.

Les logiciels MIKE 11 et HEC RAS sont des codes de calcul unidimensionnels utilisés pour les simulations réalisées dans cette étude. Ces codes font l'hypothèse d'une répartition des vitesses homogène sur la section de l'écoulement. Ces logiciels résolvent les équations de Saint Venant 1D par la méthode de différences finies pour la simulation des écoulements à surface libre. Une description détaillée de ces équations est donnée dans le chapitre 1.

Le logiciel HEC RAS est un code de calcul unidimensionnel (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System). HEC RAS permet des calculs de la ligne d'eau en régime permanent et non permanent. Il traite aussi des cas des écoulements de régime fluvial, torrentiel ou mixte. Il permet aussi de modéliser le transport de sédiments dans les rivières, les études de qualité des eaux, etc. HEC RAS trouve ses domaines d'application pour la simulation des crues, la simulation de la gestion des retenues d'eau, l'étude de transport de sédiment en rivière, étude du transport des polluants, etc (Gary, 2010).

MIKE 11 est un outil de simulation unidimensionnelle des processus hydrodynamiques, hydrologiques, sédimentaires et de qualité des eaux. Le modèle résout les équations de Saint Venant en régime transitoire avec un schéma implicite et unidirectionnel (DHI, 2009). MIKE 11 calcule les tirants d'eau au niveau des sections en travers, ainsi que les débits écoulés dans le tronçon en se basant sur la résolution des équations de Saint Venant 1D. En comparaison avec les logiciels HEC RAS, MIKE 11 sont des outils puissants de calculs hydrauliques recommandés pour les grands projets. MIKE 11 est un logiciel complet relativement compliqué à manipuler, son interface graphique permet d'avoir une bonne représentation des résultats des calculs hydrauliques.

3.2.3. Calage et validation du modèle

Le calage d'un modèle a pour but de déterminer, à partir d'un nombre limité d'événements, les paramètres de contrôle de la modélisation hydraulique qui régissent la dynamique des écoulements (Gharbi and Soualmia, 2012b). Pour ce faire, deux événements survenus au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda sont utilisés. La crue survenue en janvier 2003 est choisie pour le calage des deux modèles hydrauliques unidimensionnels élaborés sous les deux logiciels HEC RAS et MIKE 11. L'événement de crue a été choisi pour la validation de ces modèles celle de février 2012.

a. Crue de janvier 2003

Pour cette crue, des mesures effectuées à la sortie du barrage Sidi Salem, au niveau de l'affluent Oued Siliana, et à la station hydrométrique Slouguia sont disponibles. Ci-dessous les différentes mesures effectuées lors de la crue survenue en janvier 2003 :

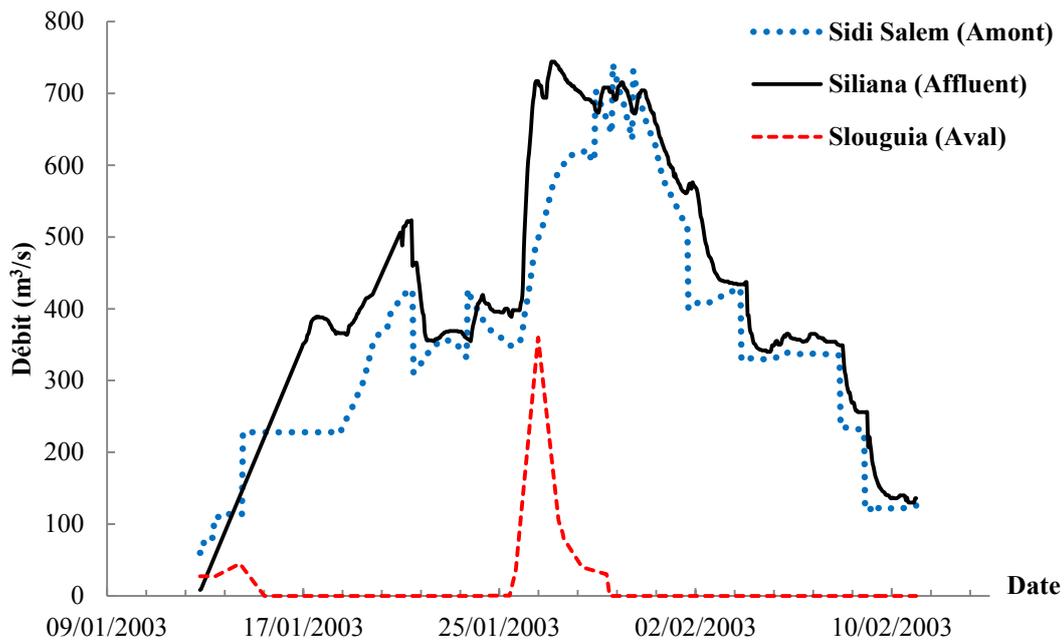


Figure 3.8 : Hydrogrammes mesurés à la sortie du barrage Sidi Salem, station Slouguia et Oued Siliana du 10/01/2003 au 11/02/2003

Lors de la crue de janvier 2003, le débit de pointe enregistré au niveau de la station Slouguia ($Q_{\max} = 744 \text{ m}^3/\text{s}$ le 27/01/2003 à 4 h) concorde avec les pointes de l'affluent Oued Siliana ($Q_{\max} = 360 \text{ m}^3/\text{s}$ le 26/01/2003 à 14 h), et un débit lâché de $547 \text{ m}^3/\text{s}$ le 27/01/2003 à 0h. L'apport de l'affluent Oued Siliana est important, de par le pic d'hydrogramme enregistré au niveau de la station Slouguia. Quant au débit maximum lâché par le barrage ($734 \text{ m}^3/\text{s}$ le 29/01/2003 à 16 h), il est enregistré à la station Slouguia le 29/01/2003 à 23 h avec un débit de $715 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui correspond à un coefficient de réduction de 2,5 %. Le volume évacué par le barrage Sidi Salem, ainsi que les apports des affluents sont transférés à la station Slouguia avec un écart positif de ($23,7 \text{ Mm}^3$), ceci est dû essentiellement aux apports des bassins intermédiaires (Ben Hassine and Ben Rejeb, 2003).

b. Crue 2012

Pour la crue de 2012, les débits enregistrés au niveau de la station Slouguia ainsi qu'à la sortie de barrage Sidi Salem, la hauteur d'eau enregistrée au niveau de la sation de Medjez El Beb sont disponibles. Deux événements de crue successive :

- 23 février au 3 mars 2012 : Le débit maximum de la crue est de l'ordre de $996 \text{ m}^3/\text{s}$, ces crues ont été laminées par un évacuateur de surface libre avec un débit maximum de $299 \text{ m}^3/\text{s}$, soit 30 % du débit entrant. La cote du plan d'eau de la retenue du barrage Sidi Salem à l'arrivée de la première crue était de 114,25 m NGT. Le plan d'eau a atteint la cote 115 m NGT le 23/02/2012 à 1 h et continue à monter pour arriver le 26/02/2012 à 14 h à la cote 117 m NGT, ce qui correspond à un stock d'eau de 761 Mm^3 avec un débit maximum de $299 \text{ m}^3/\text{s}$ évacué le 29/01/2012 à 16 h.
- 10 au 19 mars 2012 : Le débit de pointe est de $533 \text{ m}^3/\text{s}$ enregistré le 13/03/2012 à 17 h.

La Figure suivante présente l'hydrogramme de crue mesuré en aval du barrage Sidi Salem, et au niveau de la station Slouguia lors de la crue de février 2012 :

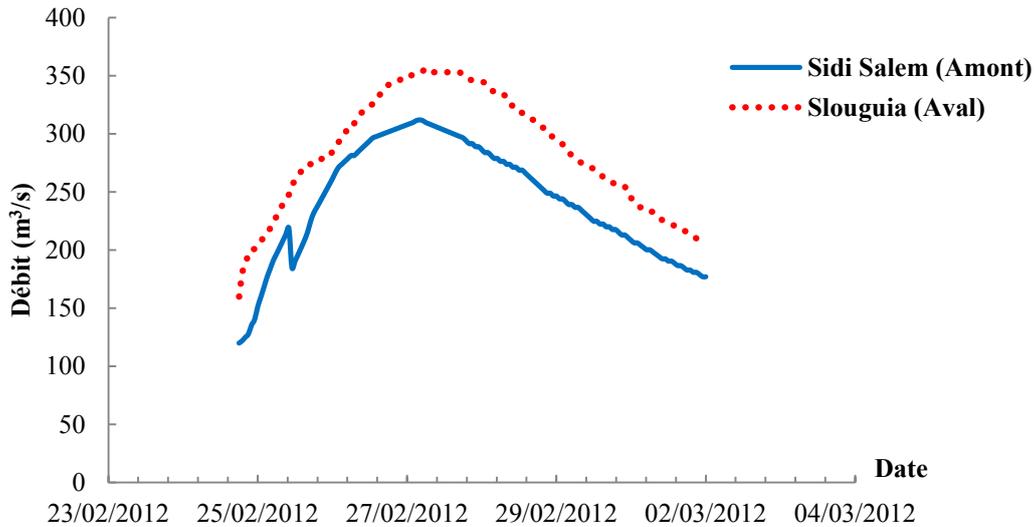


Figure 3.9 : Hydrogrammes de la crue de février 2012 mesurés à la sortie du barrage Sidi Salem et à la station Slouguia

3.2.4. Résultats et discussions

Dans ce qui suit, les résultats de différentes simulations réalisées sont présentés. La première partie est consacrée aux résultats des tests de simulation de la crue de janvier 2003, se rapportant au calage des modèles 1D, la seconde présentait la validation des modèles 1D en s'appuyant sur les données de la crue de février 2012.

a. Calage des modèles 1D

Le calage des deux modèles élaborés via les logiciels HEC RAS et MIKE 11 consiste à ajuster certains paramètres hydrauliques du modèle (le coefficient de Strickler, le coefficient de débit, etc.) afin de rendre le modèle plus proche de la réalité, et faire coïncider au mieux les résultats numériques simulés avec ceux réellement observés. La Figure 3.10 présente une comparaison des hydrogrammes mesurés et ceux simulés par HEC RAS et MIKE 11.

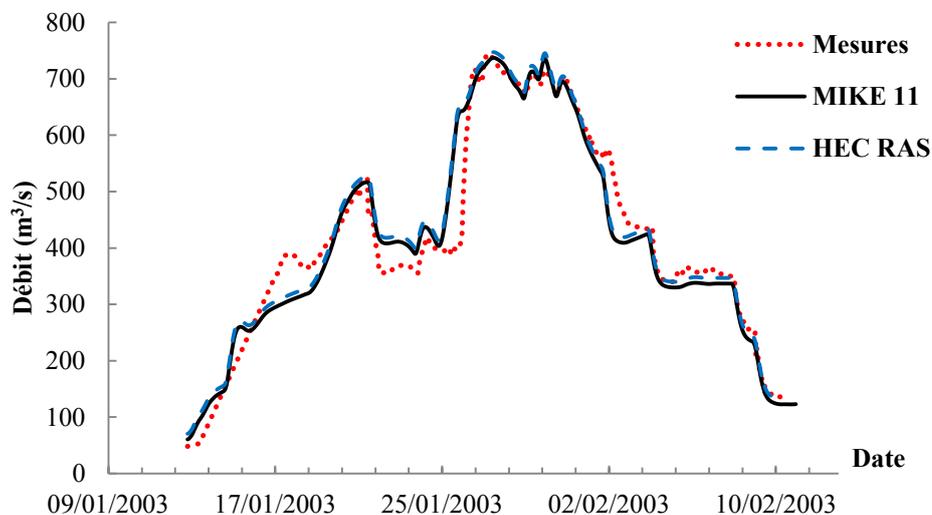


Figure 3.10 : Simulations de la crue de 2003 par HEC RAS et MIKE 11, station Slouguia

Les simulations obtenues par les deux codes de calculs unidimensionnels HEC RAS et MIKE 11 prennent compte via les conditions aux limites, de l'apport de l'affluent Oued Siliana, de la présence des ouvrages hydrauliques, de la présence de la végétation. La comparaison des données simulées et mesurées a conduit à caler un coefficient de Strickler pour le fond et les berges, K_s , représentatif de la rugosité. Pour la zone d'étude, le coefficient de Strickler moyen est de l'ordre de $K_s = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, pour la crue de 2003. La Figure 3.10 présente les débits simulés après calage ainsi que les débits mesurés de la crue de 2003 au niveau de la station Slouguia, située à 10 km de l'aval du barrage Sidi Salem.

Pour mieux visualiser la corrélation entre les valeurs observées et les valeurs simulées, nous avons choisi deux critères d'évaluation des hydrogrammes :

- **Le critère de Nash**

$$\text{Nash} = 1 - \frac{\sum (Q_{\text{simulé}} - Q_{\text{observé}})^2}{\sum (Q_{\text{simulé}} - \bar{Q}_{\text{observé}})^2} \quad (117)$$

Où $\bar{Q}_{\text{observé}}$ est le débit moyen observé.

Ce critère permet de juger l'importance de la différence entre les valeurs observées et simulées. Il est compris entre $-\infty$ et 1, où la valeur 1 correspond à une corrélation parfaite entre les valeurs observées et simulées.

- **Le bilan de volume**

$$\text{Bilan de volume} = \frac{\sum Q_{\text{simulé}} \Delta t}{\sum Q_{\text{observé}} \Delta t} \quad (118)$$

Ce critère représente la quantité d'eau simulée durant l'intervalle de temps Δt , rapportée par la quantité d'eau mesurée lors de la crue pour le même intervalle de temps Δt . Il doit être voisin de 1 pour une bonne corrélation.

Le Tableau 3.4, regroupe les deux critères d'évaluation choisi pour l'évaluation des résultats des simulations 1D :

Tableau 3.4 : Évaluation des résultats des simulations, crue 2003

	MIKE 11	HEC RAS
Critère de Nash	0,97	0,93
Bilan de volume	0,997	1,021

Les résultats obtenus sont très satisfaisants que ce soit en termes de critère de Nash ou bien pour le bilan de volume. Les critères d'évaluations calculés confirment ainsi que Les résultats obtenus par les deux logiciels unidimensionnels utilisés pour la simulation de la crue de janvier 2003 sont très proches de la réalité.

c. Test de sensibilité de la rugosité

Pour notre cas d'étude, des tests de sensibilité ont porté sur la rugosité au vu de son importance pour la phase de calage. Le but est de visualiser la sensibilité des modèles hydraulique élaborés via les deux logiciels MIKE 11 et HEC RAS à la variation de la rugosité.

- **Limnigramme de la crue de 2003**

Les simulations ont été effectuées avec des rugosités K_s allant de 10 à 50 $m^{1/3}/s$. La Figure 3.11 présente l'effet de la variation de la rugosité sur l'évolution de la hauteur d'eau dans l'Oued.



Figure 3.11 : Test de sensibilité de la rugosité sur le limnigramme au niveau de la station Slouguia, crue 2003

L'analyse des tests de sensibilité avec des rugosités différentes montre que les deux modèles hydrauliques élaborés sont sensibles à l'évolution de la rugosité. Une variation de la rugosité de 10 unités provoque une évolution de 1 mètre d'eau. Le coefficient de Strickler K_s moyen retenu est de l'ordre de 25 $m^{1/3}/s$. Au stade actuel, ce coefficient est suffisant au vu de la précision des données disponibles, la topographie du bassin versant de la Medjerda, ainsi les risques d'erreurs qui peuvent être présent dans les mesures de débit au niveau des différentes stations, en particulier à la sortie du barrage.

❖ **Profils en long**

Les modèles hydrauliques élaborés nous renseignent aussi sur l'évolution de la ligne d'eau lors de la crue de janvier 2003. Mais, vu que les résultats obtenus des deux logiciels utilisés pour notre cas d'étude sont quasiment identiques, seuls les résultats calculés par MIKE 11 seront présentés. La Figure 3.12 présente le comportement de la ligne d'eau le long du cours d'eau, ainsi que la localisation des sections débordantes par MIKE 11.

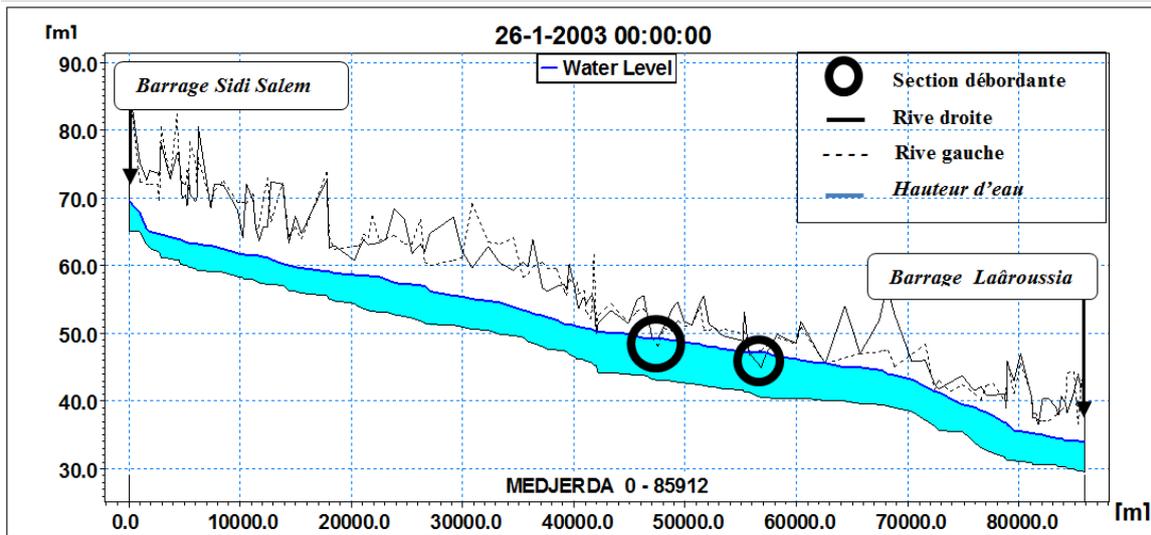


Figure 3.12 : Profil en long de la ligne d'eau de la Medjerda par MIKE 11 (1D), crue 2003

Un débordement est observé au niveau de la région de Medjez El Beb. La hauteur d'eau atteint une valeur maximale de l'ordre de 5,83 m. L'inondation touche le méandre se trouvant dans la partie Nord de la ville de Medjez El Beb. Les deux sections transversales (CS₅₆ et CS₈₆) n'arrivent pas à transiter les débits (l'eau déborde au niveau de ces deux sections). Il est clair que le modèle reproduit parfaitement la réalité. Lors de la crue de 2003, l'Oued Medjerda déborde réellement au niveau de la ville de Medjez El Beb.

c. Validation du modèle hydraulique

Un événement plus récent survenu en février 2012 au niveau de la moyenne vallée de Medjerda est choisi pour la validation du modèle élaboré via le logiciel MIKE 11. Des simulations avec MIKE 11, et une comparaison avec les mesures obtenues de la crue de 2012 au niveau de la station hydrométrique Slouguia ont été effectuées. Les résultats obtenus sont regroupés dans la Figure 3.13.

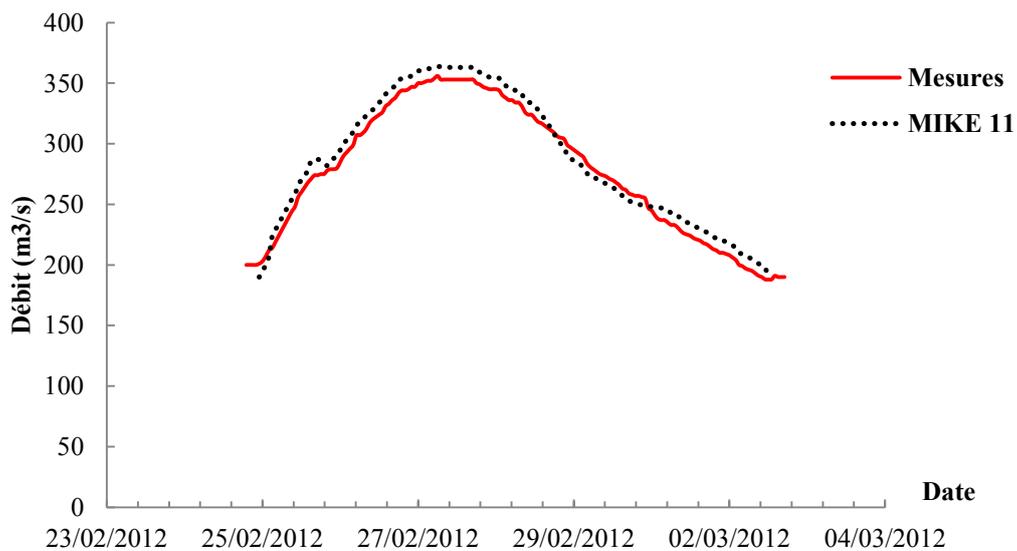


Figure 3.13 : Simulations de la crue de 2012 par MIKE 11, station Slouguia

Concernant la crue de février 2012, un réajustement de la rugosité a été effectué afin de reproduire correctement les débits observés. Pour notre cas d'étude, une rugosité $K_s = 20 \text{ m}^{1/3}\text{s}$ a été retenue. Cette valeur indique une rugosité assez élevée, ce qui est tout à fait attendu vu la composition des sols ainsi que la nature de la végétation existante au niveau de l'Oued Medjerda, conduisant à des rugosités importantes. Ainsi, on remarque que le débit observé est correctement reproduit par le modèle. La validité des résultats obtenus est assurée car le critère de Nash calculé est de 0,95 et le bilan de volume est de 1.038.

❖ Profils en long

Les hauteurs d'eau enregistrées varient entre une valeur minimale de 3,5 m, et une valeur maximale de 5,83 m provoquant le débordement de l'Oued au niveau de la région de Medjez El Beb. Les simulations réalisées par MIKE montrent une hauteur d'eau maximale simulée de l'ordre de 6 m, alors que celle mesurée est de l'ordre de 5,83 m. L'écart entre ces valeurs maximales simulées et mesurées est acceptable. Il est de l'ordre de 0,18 m en moyenne (Figure 3.14).

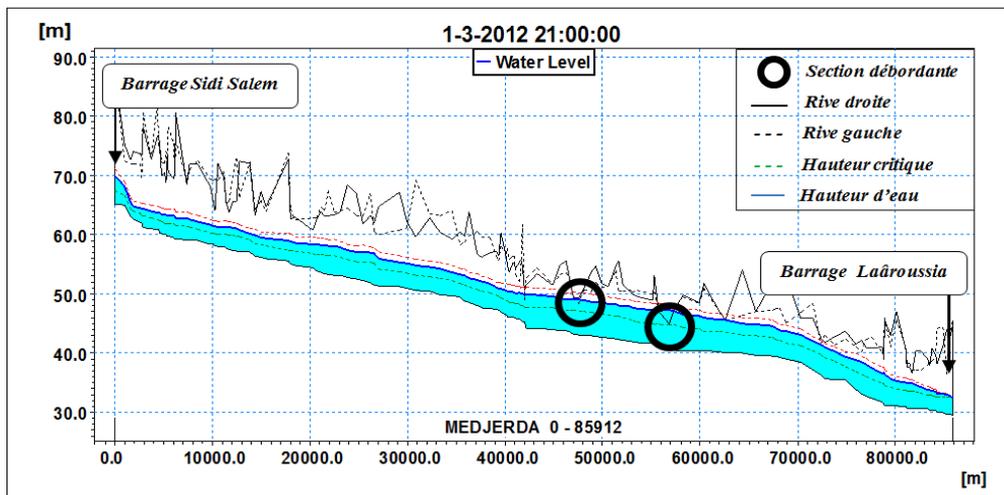


Figure 3.14 : Évolution de la ligne d'eau de Sidi Salem à la station Slougua, crue de 2012

Les résultats des simulations de la crue 2012 présentent un léger décalage par rapport aux données mesurées. Ceci est lié au manque d'actualisation des données topographiques. Les simulations sont réalisées avec les mesures des sections transversales de 2007, or entre 2007 et 2012 il y a eu des crues notamment celle d'avril 2009. Ces crues ont certainement modifié la forme et la topographie des sections. Ainsi pour y remédier, un réajustement de la rugosité s'est avéré nécessaire. Le coefficient de Strickler $25 \text{ m}^{1/3}\text{s}$ en 2003 est de $20 \text{ m}^{1/3}\text{s}$ en 2012. Les résultats sont améliorés mais une modification du MNT serait plus juste.

d. Carte d'inondation

L'importance et la fréquence des inondations sur le bassin versant de la Medjerda conduit à déterminer la superficie de surfaces inondées et à délimiter les zones à risque. Le modèle hydraulique 1 D élaboré décrit fidèlement le lit mineur et le champ d'inondation. L'établissement de la carte d'inondation de la moyenne vallée de la Medjerda est obtenu via le logiciel HEC GeoRAS. Ce logiciel constitue un système d'analyse cartographique de la rivière, développé en utilisant l'extension « 3D Analyse » du logiciel ArcGIS. HEC-GeoRAS

prend en charge l'analyse des données spatiales pour la modélisation hydraulique et la cartographie des zones inondables.

La Figure 3.15 du logiciel HEC-GeoRAS nous renseigne sur les limites des zones inondées, pour un débit de pointe enregistré au niveau de la ville de Medjez El Beb égale à $353 \text{ m}^3/\text{s}$, lors de la crue de février 2012.

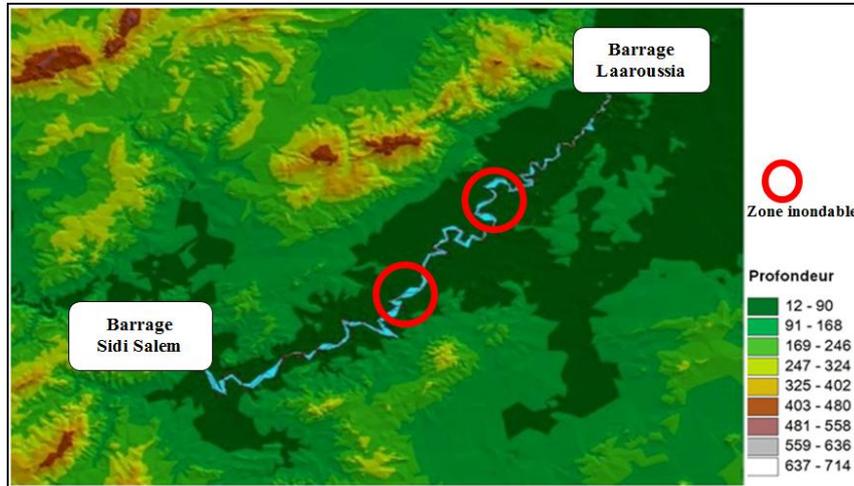


Figure 3.15 : Carte d'inondation de la Medjerda crue de 2012, par HEC-GeoRAS de Sidi Salem jusqu'à la station Slouguia

L'effet de débordement s'accroît en allant de l'amont vers l'aval de la Medjerda, c'est-à-dire du barrage Sidi Salem vers celui de Laaroussia. La hauteur d'eau croît légèrement jusqu'à la ville de Medjez El Beb, tandis qu'au niveau de la station El Herri la hauteur commence à diminuer. Les résultats obtenus montrent que le débordement commence à partir d'un débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$, tandis que pour le débit $400 \text{ m}^3/\text{s}$ on observe plusieurs sections débordantes. Ces sections se concentrent dans la ville de Medjez El Beb, au niveau du pont Andalou et du méandre Matisse d'El Herri et de Borj Ettoumi. Ceci revient à l'impact du développement de l'habitation anarchique accompagné des rejets urbains dans le lit majeur qui causent le rétrécissement de la section de l'Oued, et par suite la réduction de la capacité de transit du débit. D'autre part, les ponts qui coupent le tronçon d'étude, sont responsables d'une grande perte de charge, causant ainsi une surélévation de la hauteur de l'eau.

La présente étude a permis de réaliser des modélisations et des simulations, conduisant à une première visualisation de l'étendue de la crue, et du comportement de la ligne d'eau au niveau de la Medjerda (de barrage Sidi Salem à la station Slouguia). Les résultats obtenus se rapportant aux différentes crues sont encourageants. Toutefois, la mise en œuvre de ces modèles numériques est un travail fastidieux car il nécessite la collecte d'une énorme base de données spatio-temporelle, multisources et multidisciplinaires. D'un autre côté, la zone d'étude considérée présente une multitude des contraintes de modélisation, car le réseau hydrographique présente plusieurs méandres avec des pentes très faibles (terrain plat), et des rugosités élevées.

3.3. Modélisations hydrauliques bidimensionnelles 2D

La modélisation 1D donne une bonne représentation des champs d'inondation d'une rivière en crue mais, en situations réelles complexes telles que la rupture de pente, la présence de végétations ou des ouvrages hydrauliques qui forment obstacle à l'écoulement, cette modélisation est insuffisante. L'objectif de cette partie est de mettre en œuvre un modèle hydraulique 2D capable de simuler les crues au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda en situation plus complexe. La modélisation 2D demande plus de temps et de technicité tant pour la construction du modèle, que pour les simulations hydrauliques. Le code TELEMAC 2D répond à ces critères et permet de visualiser l'étendue de la crue ainsi que les zones inondables.

3.3.1. Contexte et enjeux

Lors d'une inondation, l'écoulement s'effectue à la fois dans le lit mineur et dans le lit majeur. Si les écoulements dans les deux lits sont parallèles, une représentation unidimensionnelle est envisageable. Dans le cas contraire, une modélisation bidimensionnelle est souhaitable. Le modèle 2D repose sur les mêmes hypothèses que celles du modèle 1D et sur les équations de saint venant 2D (Thibaul, 2014). Cette modélisation à deux dimensions vient compléter et affiner une modélisation hydraulique unidimensionnelle réalisée dans la première partie de ce travail.

Les simulations réalisées avec le code TELEMAC 2D, portent sur la crue de 2003 au niveau de la Medjerda. Dans un premier temps, nous avons considéré la mise en œuvre de différentes informations nécessaires pour la construction du modèle hydraulique 2D. Dans un second temps, les résultats obtenus des différentes simulations sont présentés. En conclusion, une étude comparative entre les résultats simulations hydrauliques 1D et 2D pour le même tronçon de la Medjerda permettra d'en déduire les avantages et les limites de chaque type de modélisation.

3.3.2. Mise en œuvre d'un modèle hydraulique 2D

Le modèle bidimensionnel fournit les vitesses de déplacement transversales et longitudinales ainsi que la hauteur d'eau en chaque point du maillage. La mise en œuvre d'un modèle hydraulique 2D, nécessite l'acquisition des données topographiques et des données météorologiques. Mais, l'obtention de ces données pour l'ensemble de la moyenne vallée de la Medjerda est très lourde pour pouvoir calculer les différents paramètres hydrauliques, vue l'étendue de la zone d'étude (85 km). Seul le tronçon allant du barrage Sidi Salem jusqu'à la première station de mesure de Slougua s'étendant sur 20 km, sera modélisé (Figure 3.16).

Pour ce tronçon les données topographiques : profils en travers, carte des pentes, modèle numérique de terrain sont disponibles. Cette étape nécessite par ailleurs une bonne connaissance des lieux et des écoulements pour pouvoir considérer les reliefs importants tout en simplifiant la topographie afin de limiter le nombre de points de calcul. Dans un modèle 1D, la topographie est définie par des profils en travers, ce qui engendre une définition précise du lit mineur, mais aussi une définition grossière du lit majeur.

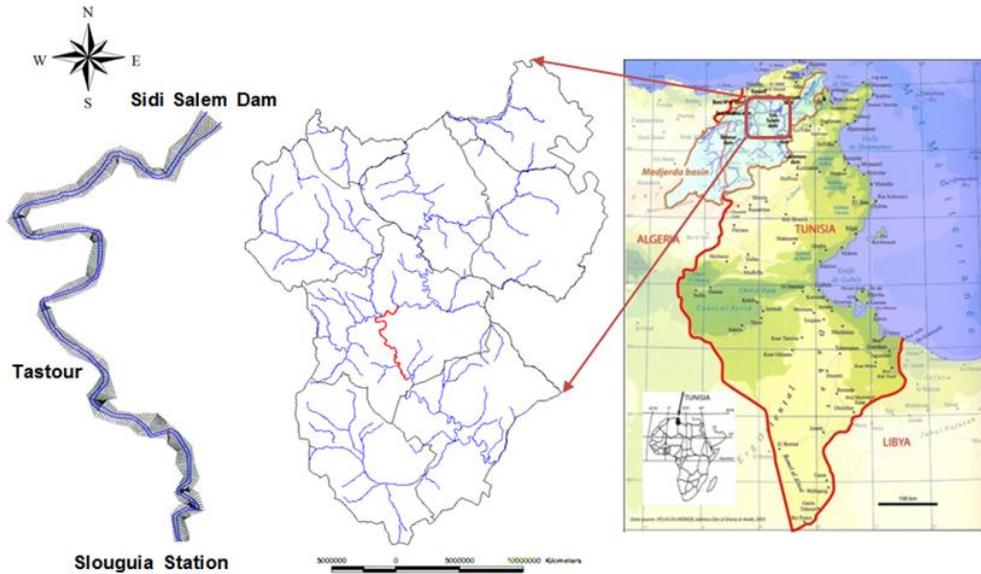


Figure 3.16 : Localisation de la zone d'étude : Barrage Sidi Salem - station Slougouia

Dans les modèles 2D, c'est le maillage qui nous renseigne sur la topographie de la rivière. Ce type de données, permet de définir de façon très précise la topographie du lit majeur mais pose quelques problèmes de précisions dans le lit mineur. Il est certain que plus ces données seront précises et plus nous pourrons tenter de reproduire le cas réel (Huybrechts et al., 2010). La taille des mailles est également très importante dans la définition du modèle. Le maillage doit être capable de représenter tous les reliefs ayant un impact sur les écoulements hydrauliques. Dans le code TELEMAC 2D, le maillage réalisé avec MATISSE est composé de triangles de tailles variables dont les sommets servent de points de calculs. Chaque point de calcul possède une information de géoréférencement spatial (X et Y) et altimétrique (Z). Le choix de la taille des mailles est donc un compromis entre la précision du modèle, les problèmes de stabilité et de temps de calculs.

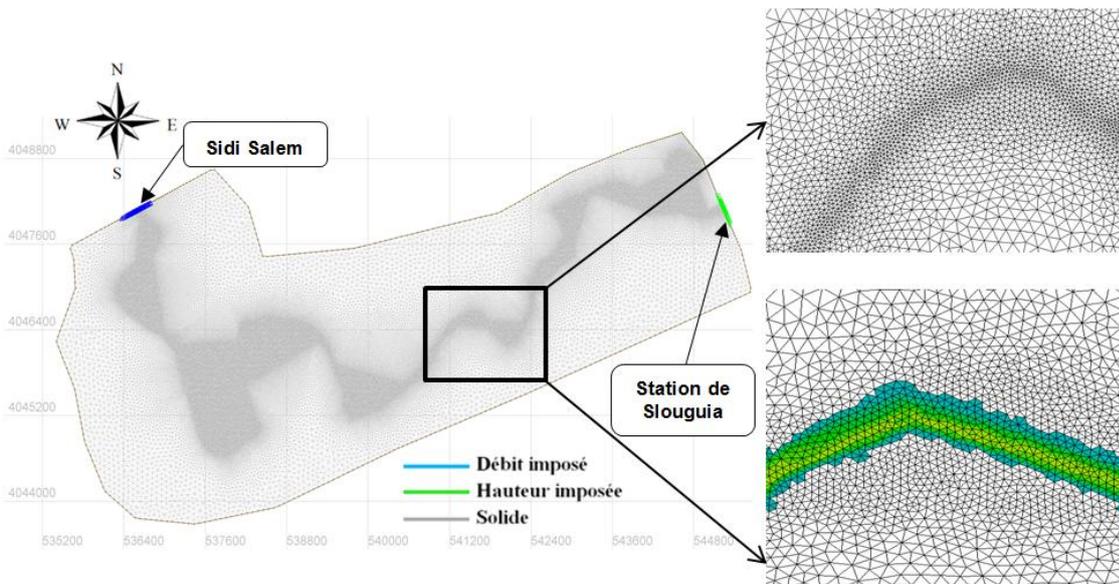


Figure 3.17 : Maillage et conditions aux limites

Le code TELEMAC 2D résout les équations de Barré de Saint Venant (1871) régissant les écoulements à surface libre (chapitre 1) par la méthode des éléments finis. Ce type de modèle 2D va nous permettre de déterminer avec plus de précision les vitesses d'écoulement, leurs répartitions et les hauteurs d'eau sur l'ensemble du secteur modélisé. Il est à noter que l'originalité du code TELEMAC 2D par rapport aux autres codes de calculs hydrauliques réside dans le traitement des bancs découvrant. Il est en effet possible au cours du calcul que des nœuds ne soient plus en eau (à la suite d'une décrue). Le traitement de ce type de situations pose souvent un problème d'un point de vue numérique.

Le maillage choisit s'appuie sur le simple constat que les informations pertinentes attendues sont au niveau du lit de la rivière. Le maillage au niveau du lit est donc plus dense qu'en son voisinage (Figure 3.18). Dans le lit, les mailles ont une taille de 7 m, alors qu'au voisinage proche elles sont de 50 m et qu'en dehors du lit majeur elles sont de 200 m. Le maillage final comporte 51145 nœuds. Le coefficient de Strickler choisit est le même que celle utilisé dans la modélisation 1D, c'est-à-dire $K_s = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Le domaine comporte 2 frontières liquides : en amont l'hydrogramme mesuré lors de la crue de janvier 2003 à la sortie du barrage Sidi Salem, et en aval du réseau la courbe de tarage correspondant au niveau de la station Slouguia. L'initiation de la simulation de la crue est faite à partir d'un régime permanent établi avec un débit de base ($Q(t = 80)$). Puis, en reprise de calcul par l'hydrogramme de la crue de janvier 2003. La courbe de tarage $h(Q)$ donnée en aval du réseau, en l'absence des données, est obtenue par un régime uniforme pour une pente de 0.04 % et pour un coefficient de Strickler du lit de $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

La bathymétrie de notre zone d'étude obtenue est présentée sur la Figure 3.19 :

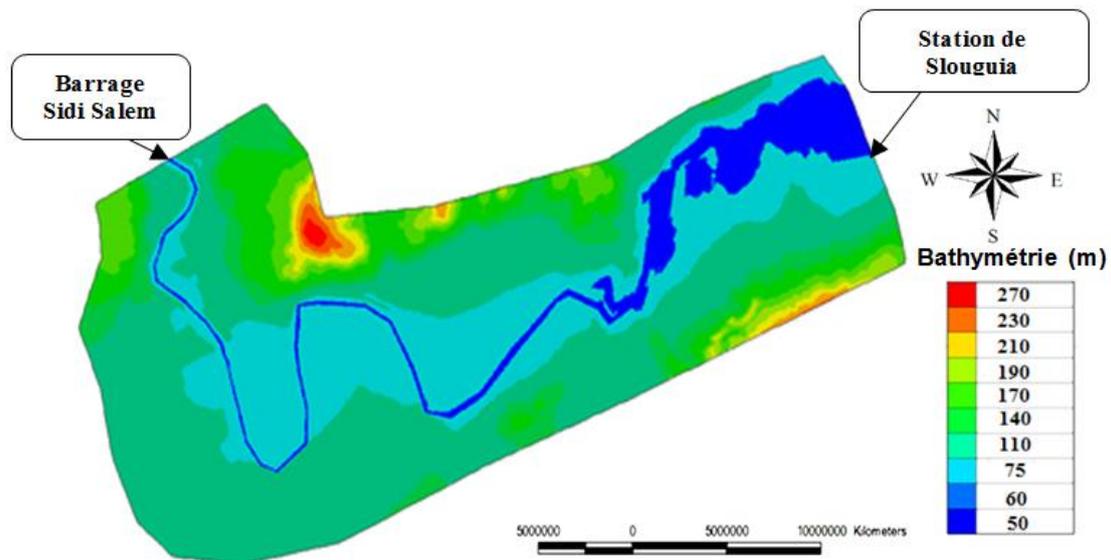


Figure 3.18 : Bathymétrie de la Medjerda : De Sidi Salem à la station Slouguia

La zone d'étude présente un relief non accentué, il s'agit d'une zone plate, en particulier au niveau du lit majeur de la rivière. Il existe une multitude des contraintes de modélisation, car le réseau hydrographique présente plusieurs méandres avec des pentes très faibles (terrain plat), et des rugosités élevées.

3.3.3. Calage et validation

Après les premières simulations effectuées avec le modèle hydraulique, celui-ci doit être calé. De même que précédemment les données de la crue de janvier 2003, hydrogrammes et l'évolution de la ligne d'eau sont utilisées pour le calage. Le coefficient de frottement ajusté afin de représenter le rôle de la nature des fonds pour le lit mineur (gravier, sable, vase) et de l'occupation du sol pour le lit majeur (zone urbaine, prairies, forêts) sur la dynamique des écoulements..). Un calage des données topographiques est aussi réalisé, par exemple dans le cas où les profils en travers décrivant le lit mineur des rivières présentent de grandes variations sur une courte distance, cela provoque une instabilité numérique dans le modèle ; il est alors d'une grande importance de vérifier la géométrie du réseau en comparaison avec les profils en travers utilisés dans le modèle 1D.

3.3.4. Résultats et discussions

Dans ce qui suit, les résultats des simulations réalisées avec TELEMAC 2D, en particulier l'hydrogramme de crue, les variations de la vitesse et de la hauteur d'eau au niveau de la Medjerda sont présentés. Dans un second temps, une étude comparative entre les résultats issus des différents modèles testés est effectuée. Ces comparaisons ont mis en évidence les avantages et les inconvénients des différents logiciels, mais également des différents types de modélisation : 1D, 2D. Elles ont également permis de définir les domaines d'application adaptés des différents logiciels et des différents types de modélisation.

a. Vérification du modèle 2D

Afin de vérifier la fiabilité du modèle, une comparaison de quelques profils en travers (1D) issus des campagnes topographiques réalisées en 2003 sur terrain, et des profils en travers issus de la bathymétrie du modèle 2D établi est menée. La Figure 3.20 ci-dessous présente une comparaison de 2 profils en travers de la station hydrométrique Slouguia.

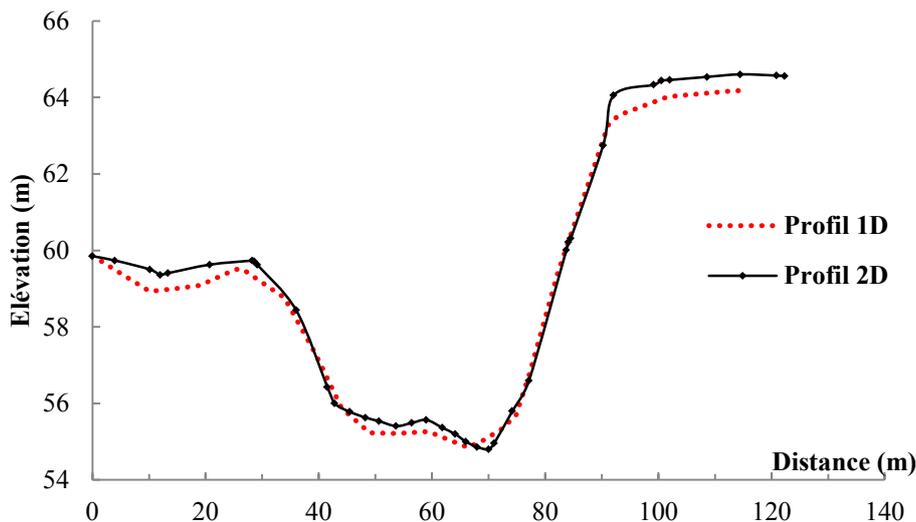


Figure 3.19 : Comparaison de deux profils en travers par TELEMAC 2D au niveau de la station Slouguia

La topographie de la zone d'étude a un impact très important sur les lignes d'eau simulées. La comparaison des 2 profils 1D et 2D montre une bonne cohérence, les 2 profils se superposent

ce qui nous rassure sur la géométrie de la rivière. Afin d'affiner la comparaison, un calcul de l'écart de surface moyenne pour le débit à plein bord est réalisé. La surface à plein bord est de 238 m² pour le profil mesuré, et de 247 m² pour le profil issu du modèle 2D, d'où un écart acceptable inférieur à 5 %.

b. Hydrogramme de crue de janvier 2003

La Figure 3.9 présente une comparaison des deux hydrogrammes, mesuré et simulé, lors de la crue de janvier 2003 au niveau de la station Slouguia.

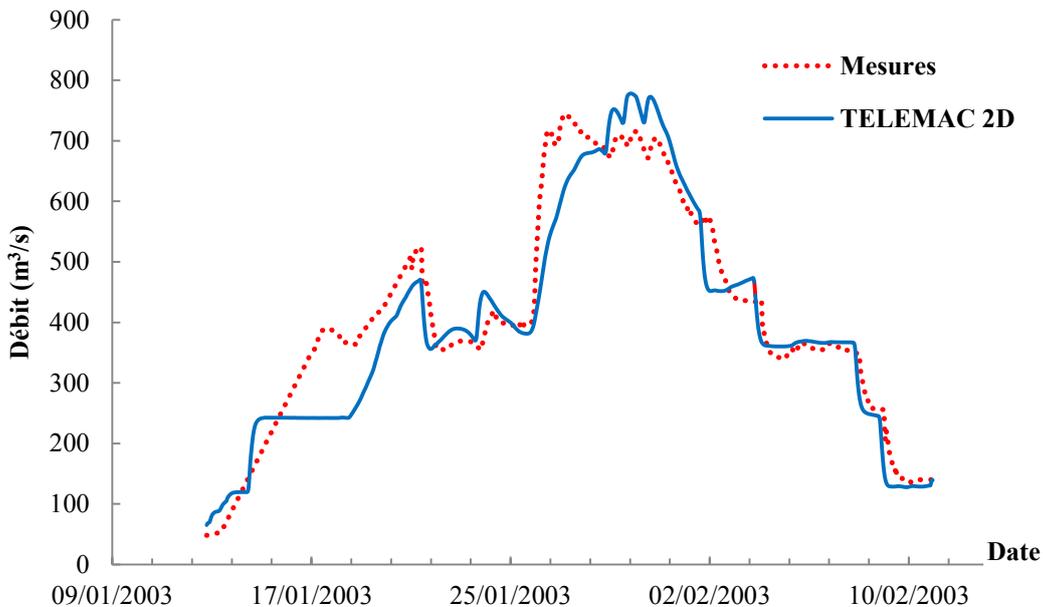


Figure 3.20 : Débits observés et simulés de la crue 2003 par TELEMAC 2D à Slouguia

La forme globale de l'hydrogramme de crue est correcte et la courbe de montée de crue (premier pic) fidèle aux observations en particulier pour des débits plus ou moins faibles. Cependant, pour des débits très élevés, le modèle surestime les débits mesurés. Le critère de Nash calculé est égal à 0.88 et le bilan de volume est égal à 0.93. Les valeurs proches de 1 sont donc satisfaisantes. Il est à noter que lors de la mise en œuvre du modèle bidimensionnelle pour la moyenne vallée de la Medjerda, plusieurs types de maillage ont été testés, car notre objectif est d'avoir un maillage plus dense au niveau du lit de l'Oued qu'ailleurs sans avoir des problèmes de calculs. À l'instar du modèle 1D, le coefficient de Strickler retenue est de 25 m^{1/3}/s. Plusieurs pas de temps ont été testés pour éprouver la stabilité du modèle. À l'issue du calage, le résultat obtenu est celui présenté Figure 3.9. Compte tenu de l'imprécision des données de débit à la sortie du barrage ou au niveau des différentes stations, de la topographique de notre réseau hydrographique (rivière méandrique, très faible pente), le calage sera donc identique au modèle 1D.

c. Hauteur d'eau

La Figure 3.21 présente une analyse surfacique des hauteurs d'eau dans l'Oued, elle renseigne sur la variation de la hauteur d'eau tout le long de la rivière obtenue par les simulations numériques (TELEMAC 2D).

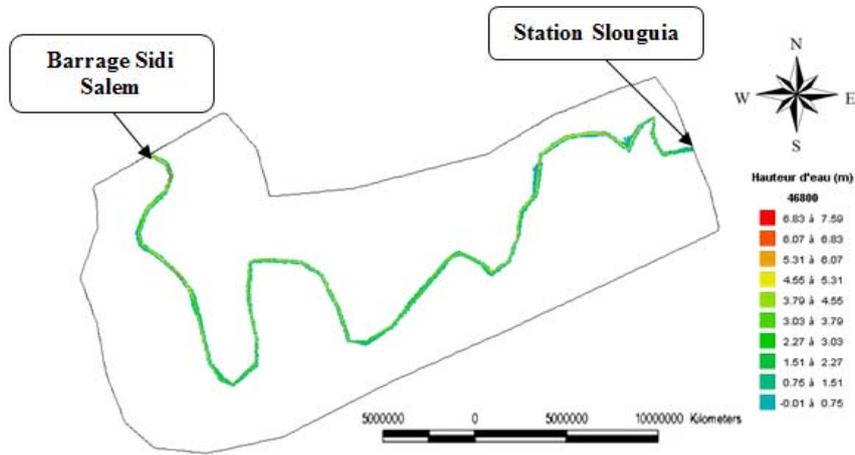


Figure 3.21 : Évolution de la hauteur d'eau de Sidi Salem à la station Slougouia, crue 2003

En période de crue, la hauteur d'eau maximale enregistrée au niveau de la station Slougouia est de l'ordre de 6 m. En moyenne la hauteur d'eau varie entre une hauteur de 4 à 6 m tout le long du tronçon considéré. Toutefois l'établissement d'un régime permanent est difficile à acquérir compte tenu de l'étendue de la zone d'étude ainsi que la faible atténuation des apports des affluents générant des oscillations.

d. Répartition des vitesses

La Figure 3.22 présente la variation de la vitesse tout le long de la Medjerda, obtenue avec le code TELEMAC 2D. L'indicateur des vitesses est matérialisé par des flèches. Les vitesses varient de 0,35 à 2,7 m/s

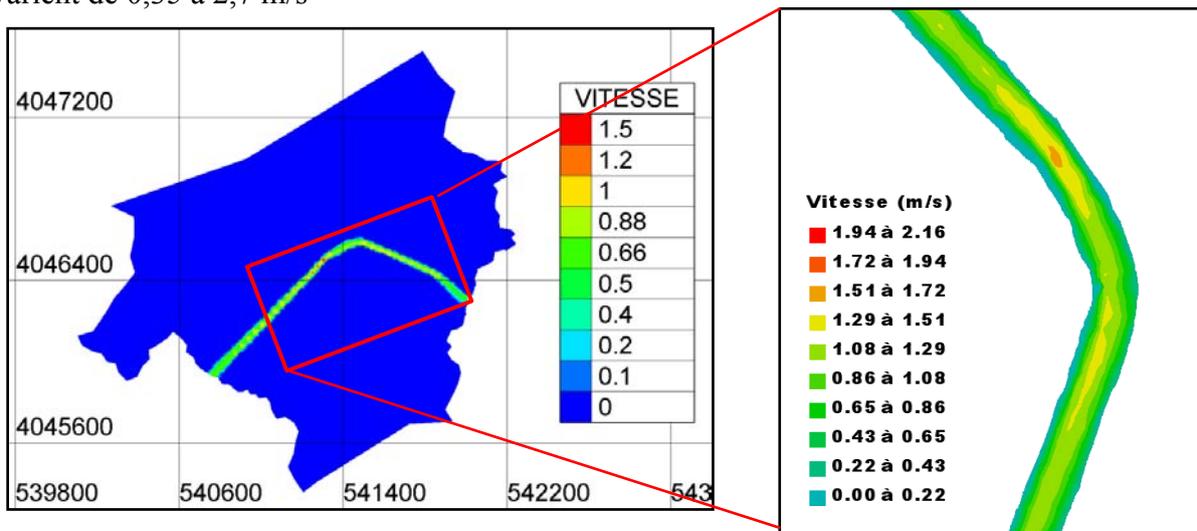


Figure 3.22 : Variation de la vitesse simulée par TELEMAC 2D de Sidi Salem à la station Slougouia, crue 2003

Les informations sur les champs de vitesses (longitudinales et transversales) sont de grandes importances pour l'analyse de dynamique des sédiments au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda.

e. Évolution temporelle de la hauteur d'eau

Voulant connaître le comportement de la Medjerda pendant la durée d'une inondation, une simulation numérique sur 5 jours a été menée sur la crue de janvier 2003.

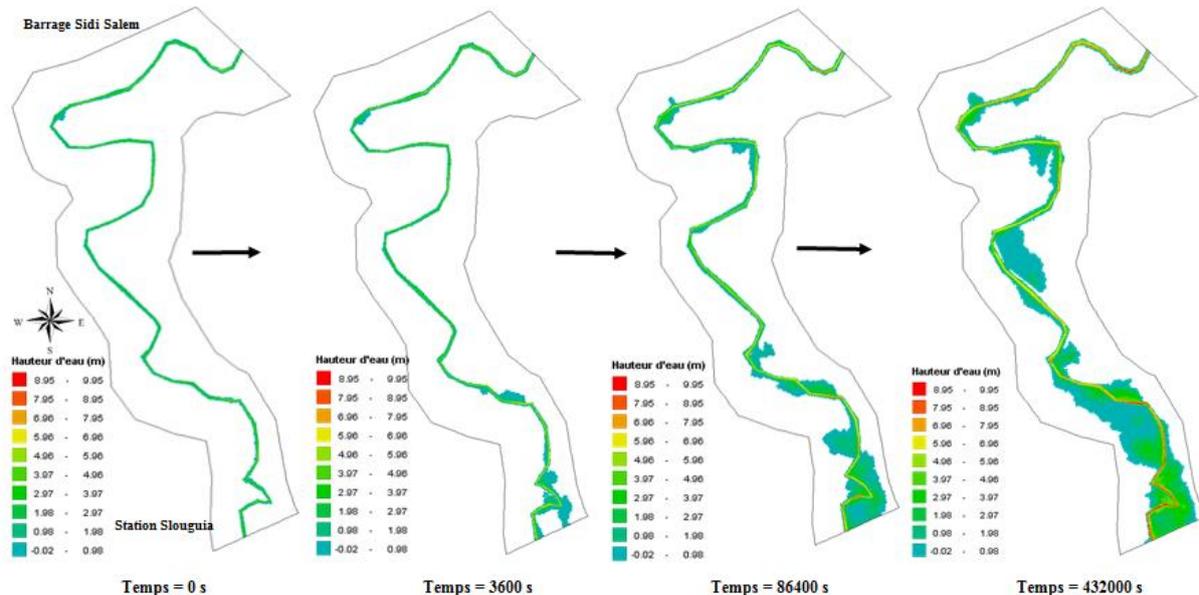


Figure 3.23 : Évolution de la hauteur d'eau lors de la crue 2003 au niveau de la station Slouguia simulée par TELEMAC 2D

Au cours du temps, la hauteur d'eau atteint un niveau maximum d'environ 6,83 m correspondant à un débit de pointe de l'ordre de $731 \text{ m}^3/\text{s}$. L'analyse montre que lorsque le débit dépasse $350 \text{ m}^3/\text{s}$, la rivière déborde. Ce phénomène de débordement s'accroît en allant vers l'aval de la Medjerda. Dans le même temps, le niveau d'eau augmente légèrement en se rapprochant de la station Slouguia. Plusieurs zones inondables sont repérées en particulier au niveau de la ville de Tastour localisée à environ 10 km du barrage Sidi Salem.

3.4. Analyse comparative entre la modélisation hydraulique 1D et 2D

L'objectif de cette partie est de comparer les deux modèles 1D et 2D sur un cas de crue spectaculaire où sont enregistrées des sections débordantes, ils ont été calés sur des lignes d'eau permanentes à forts débits, comme le débit de plein bord et validé pour la crue la plus récente survenue en février 2012. Cette analyse comparative permettra de déterminer les contraintes et les atouts de chaque type de modélisation, ainsi que les applications les plus adaptées pour chaque modèle. Afin d'effectuer des comparaisons cohérentes, les simulations sont réalisées avec les mêmes conditions hydrauliques (condition initiale, conditions aux limites, rugosités, etc.). Une comparaison des hydrogrammes de crue ainsi que la ligne d'eau simulée par MIKE 11 (1D), HEC RAS (1D), et TELEMAC 2D est faite. Dans un second temps, ceux sont les cartes d'inondations calculées par HEC GeoRAS (1D) et TELEMAC 2D qui sont comparées.

3.4.1. Hydrogrammes de crue 2003

Le graphique 3.11 présente l'hydrogramme de crue mesuré au niveau de la station Slouguia avec ceux simulés par le modèle 1D (Mike 11 et HEC RAS) et les modèles 2D (TELEMAC 2D).

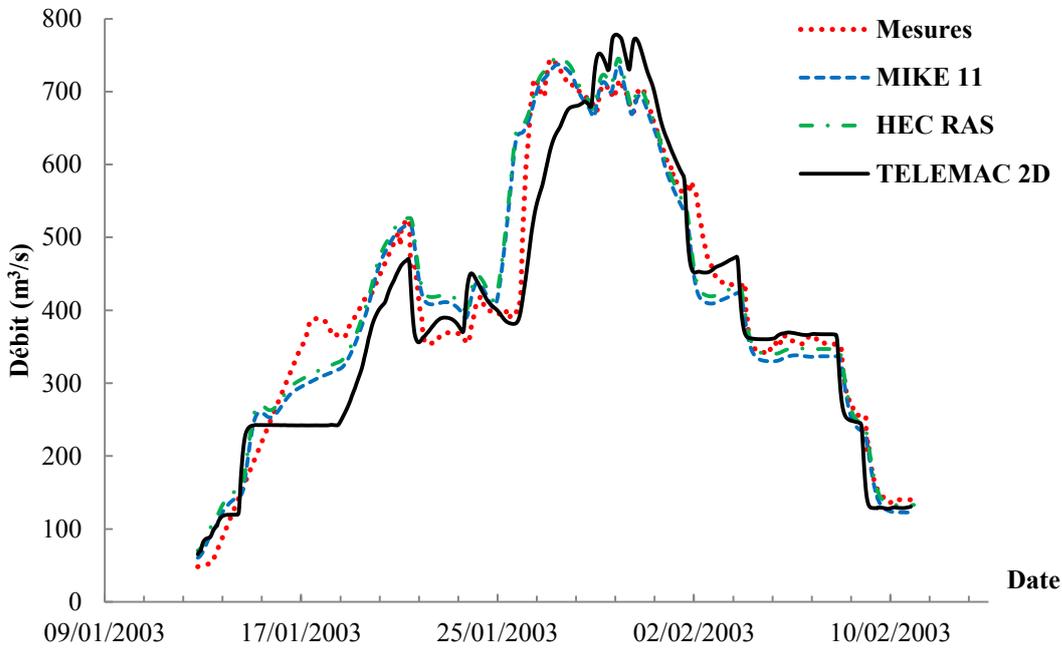


Figure 3.24 : Débit observé et simulé au niveau de la station Slouguia, crue 2003

Le calage de ces 3 modèles s'est basé sur le même évènement de crue survenue en janvier 2003. La forme globale des hydrogrammes de crue est correcte. Mais la courbe de montée de crue (premier pic) n'est pas correctement reproduite par le modèle TELEMAC 2D. Ceci est normal car l'apport de l'affluent Oued Siliana a été négligé. Les résultats de calcul de l'hydrogramme de sortie par le logiciel MIKE 11 et HEC RAS, après l'optimisation du paramètre de la rugosité, sont satisfaisants. En effet l'allure des deux courbes de la crue et de la décrue est correctement simulée de même que la date d'apparition des pics. Cependant, le code TELEMAC 2D présente un léger décalage temporel au niveau des maxima mesurés et calculés, ainsi qu'une légère surestimation des débits calculés pour les pointes de crues simulées. Le Tableau ci-dessous regroupe les critères d'évaluation des hydrogrammes simulés :

Tableau 3.5 : Critères d'évaluation des hydrogrammes

	HEC RAS	MIKE 11	TELEMAC 2D
Critère de Nash	0,972	0,931	0,880
Bilan de volume	0,997	1,021	0,910

Vu la qualité des données disponibles, les résultats obtenus à l'issue du calage des différents modèles sont satisfaisants (valeurs voisines de 1).

3.4.2. Ligne d'eau

L'étude comparative pour les hauteurs d'eau calculées (TELEMAC 2D, HEC RAS et MIKE 11) est regroupée sur la Figure 3.25. Les différences entre les hauteurs d'eau simulées sont faibles et l'aspect général des niveaux d'eau est le même.

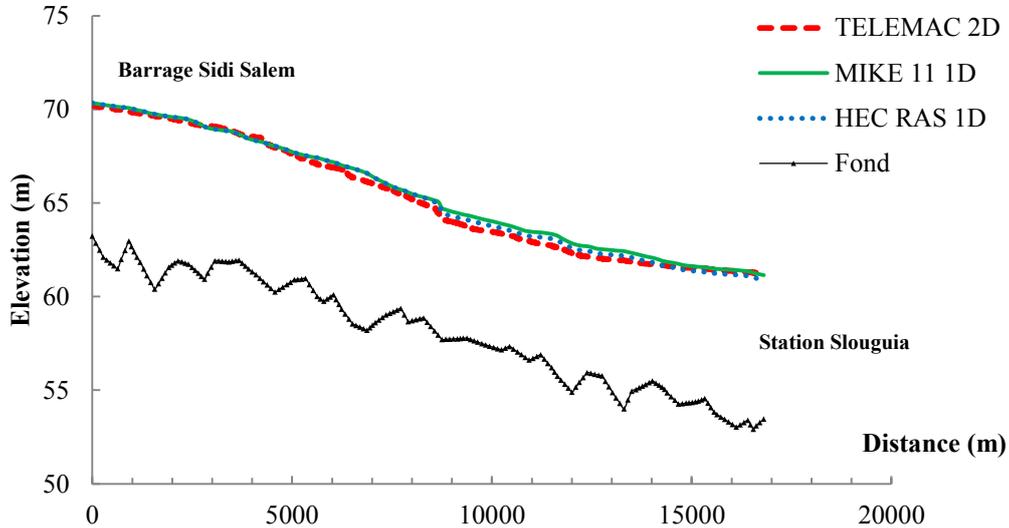


Figure 3.25 : Comparaison des lignes d'eau obtenues par les différents modèles du barrage Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003

La moyenne des différences entre les hauteurs d'eau mesurées et celles calculées est d'environ 2 cm. A la sortie du barrage, les hauteurs d'eau calculées par les différents modèles se superposent, mais à 10 km du barrage, les deux modèles 1D surestiment la profondeur de l'eau par rapport à TELEMAC 2D. Il existe une faible différence (jusqu'à 5 cm) entre les résultats des différentes simulations. Ces différences confirment l'importance du paramètre de rugosité dans les plaines inondables. De plus la géométrie n'a pas été insérée de la même façon. Dans les modèles 1D, les sections transversales sont interpolées de telle sorte que la géométrie soit beaucoup plus fine en comparaison avec les modèles 2D. Il est également nécessaire de considérer que TELEMAC 2D, MIKE 11, et HEC RAS ne suivent pas le même schéma numérique. Les itérations ne sont pas effectuées de la même manière. Dans le cas d'un dépassement de capacité, cela génère des erreurs de calcul. Ceci peut expliquer les différences entre les niveaux d'eau prévus par les différents modèles présentés dans la Figure 3.24.

Le Tableau 3.6 ci-dessous, regroupe les critères d'évaluation calculés pour les simulations effectuées :

Tableau 3.6 : Evaluation des résultats des simulations

	TELEMAC 2D	MIKE 11	HEC RAS
Critère de Nash	0,93	1	0,96

Par manque d'informations sur le comportement de la ligne d'eau lors de la crue de janvier 2003, les résultats de base seront ceux obtenus par les simulations effectuées dans la première partie de ce chapitre. L'analyse montre que MIKE 11 donne de meilleurs résultats. Ces résultats seront donc notre base de comparaison. Les résultats obtenus montrent que le critère de Nash calculé pour les deux modèles est très proche de 1, ceci confirme aussi que les différents résultats obtenus sont globalement acceptables. À l'issue de ces comparaisons, nous notons que l'écart entre les prévisions du profil en long de la ligne d'eau calculé par les 2 modèles 1D et 2D est faible.

3.4.3. Cartes d'inondation

Dans le cadre de la présente étude, les résultats obtenus permettent l'élaboration de la carte d'inondation. Cette carte représente la variation des hauteurs d'eau, des niveaux d'eau et des champs de vitesses. Elles ne constituent pas une « photographie » d'un instant de l'événement, mais traduisent les paramètres maximaux observés en chaque point d'étude tout au long de l'événement.

Pour mieux visualiser la différence entre les deux modèles utilisés, une analyse comparative des cartes d'inondation calculées par HEC GeoRAS et TELEMAC 2D est menée. HEC GeoRAS prend en charge l'analyse des données spatiales pour la modélisation hydraulique et la cartographie des zones inondables. L'analyse des résultats montre qu'il y a une similitude dans la détermination des zones inondables (Figure 3.26 et Figure 3.27).



Figure 3.26 : Carte d'inondation de la moyenne vallée de la Medjerda, crue 2003, HEC GeoRAS



Figure 3.27 : Carte d'inondation de la moyenne vallée de la Medjerda, crue 2003, TELEMAC 2D

Les Figures 3.26 et 3.27 montrent que HEC GeoRAS surestime l'étendue des zones d'inondation par rapport à TELEMAC 2D. Ces différences d'estimations peuvent s'expliquer par le manque de précision des données disponibles. En fait, une petite surestimation de la profondeur de l'eau peut provoquer une mince couche d'eau qui participe à la formation de la zone d'inondation.

La prévision des crues mérite une attention particulière. Jusqu'à présent, plusieurs méthodes ont été développées dans les littératures. La présente étude a permis de réaliser des modélisations et des simulations, conduisant à une première visualisation de l'étendue de la crue, et du comportement de la ligne d'eau allant du barrage Sidi Salem à la station Slouguia.

Les résultats obtenus se rapportant aux différentes crues sont encourageants. Les écarts observés s'expliquent par un traitement différent de la rugosité dans les différents logiciels. En effet, via HEC GeoRAS, plusieurs sections débordantes sont identifiées, ainsi que la limite des zones à risques.

3.5. Conclusion

Les résultats des simulations de la modélisation d'une plaine d'inondation, par deux types de modèles hydrauliques 1D et 2D dans le cas d'une crue débordante sur le bassin versant de la Medjerda, montrent qu'ils dépendent en grande partie des précisions des données topographiques. Les modèles 1D tels que HEC RAS et MIKE 11 sont recommandés pour la modélisation des longues rivières. Les modèles 1D peuvent également être utilisés dans le cadre d'études rapides ne nécessitant pas trop de précision au niveau du lit majeur.

Les modèles 2D tels que TELEMAC 2D nécessitent un traitement fin des données et une attention toute particulière lors de l'établissement du maillage, en particulier au niveau des digues. Les avantages de ce type de modèles sont une description globale des écoulements, un calcul local des hauteurs d'eau, et des champs des vitesses. La comparaison des modèles 1D et 2D sur un cas réel d'inondation a permis de montrer non seulement la spécificité de chaque modèle (avantages, limites et contraintes à l'utilisation), mais aussi la bonne concordance des résultats entre les modèles 1D et 2D pour le cas de la Medjerda.

4. Modélisations du transport sédimentaire de la Medjerda

Le transport de sédiments dans les rivières est parmi les processus les moins bien compris dans la nature. Il est très difficile de trouver des solutions analytiques pour la plupart des problèmes rencontrés dans les rivières. De ce fait, une bonne compréhension de la dynamique des rivières est primordiale pour la gestion et la protection de l'environnement. En particulier, la recherche des outils pour l'évaluation du transport sédimentaire est devenue l'objectif fondamental de la recherche en sédimentologie. En pratique, il existe plusieurs méthodes de simulation de transport sédimentaire qui toutes, apportent bien une réponse mais dont aucune n'est assez fiable, et ne peuvent pas préciser l'ordre de grandeur de l'écart entre la réponse numérique et la réalité. Dans les années 1950, les recherches en hydraulique fluviale se basent essentiellement sur les enquêtes de terrain et des modèles physiques de laboratoire (De Linares, 2007). Mais, au cours des dernières décennies, grâce à l'utilisation des nouvelles technologies disponibles, la modélisation numérique du transport des sédiments s'est améliorée. Elle a été largement appliquée comme un outil de recherche majeur dans la résolution de problèmes d'hydraulique fluviale, donnant rapidement des prévisions à une échelle réelle.

Dans ce contexte, des modélisations du transport sédimentaire total (en suspension et par charriage) au niveau de l'Oued Medjerda sont envisageables. Ce travail repose sur le calcul des sédiments en période de crue via différents modèles de simulation numérique disponibles.

Dans un premier temps, une modélisation unidimensionnelle de transport solide sur le bassin de la Medjerda a été effectuée, afin de calculer les quantités de sédiments transportés par l'Oued Medjerda en période de crue et de déterminer l'évolution morphologique du tracé de l'Oued. Ensuite, une modélisation bidimensionnelle du transport solide est menée en utilisant le code SISYPHE couplé avec TELEMAT 2D. L'objectif est de visualiser plus en détail les processus qui interviennent dans l'évolution des taux de sédiments transportés par la Medjerda dans le temps et dans l'espace. La dernière partie de notre travail est consacrée à l'étude du transport sédimentaire uniquement par charriage en appliquant le modèle d'érosion-déposition de Charru (2006), pour la prédiction des taux de sédiments charriés par l'Oued Medjerda en période de crue. Enfin, une étude comparative des résultats obtenus par les différentes approches est traitée. L'objectif est de visualiser l'apport de cette nouvelle approche par comparaison avec les autres méthodes classiques de prévision du transport sédimentaire.

4.1. Modélisations unidimensionnelles du transport solide

Les rivières subissent des modifications morphologiques au cours du temps en fonction de plusieurs phénomènes, tels que les crues, les ouvrages hydrauliques et le transport sédimentaire. Les rivières tendent toujours vers un état dynamiquement stable. Les variables principales de contrôle qui régissent cette dynamique sont le débit liquide et le débit solide, qui sont en interaction permanente (Beauchamp, 2006). En effet les fluctuations des écoulements peuvent entraîner des modifications sur les formes du lit, la largeur et la profondeur du chenal. Lors d'un événement exceptionnel, elles peuvent entraîner une transformation plus ou moins importante du système. En Tunisie, le problème de transport solide se pose au niveau de la Medjerda, car un changement morphologique important, en

particulier en aval du barrage Sidi Salem est constaté. En fait, depuis la construction de ce barrage sur le cours d'eau principal de la Medjerda, un rehaussement progressif du lit de l'Oued, en aval du barrage est apparu. Un dépôt de matières solides, dû en partie aux lâchers fréquents de faibles débits, provoque un rétrécissement des sections de passage des eaux favorisant les débordements catastrophiques lors des grandes crues. Le présent travail portera sur la modélisation unidimensionnelle du transport solide au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda : du barrage Sidi Salem au barrage Laâroussia.

4.1.1. Contexte et enjeux

L'étude du transport sédimentaire est d'une grande importance, au vu des nombreuses applications (Gharbi et al., 2014a). Cependant, la prédiction des quantités de sédiments transportées dans la rivière est difficile. La modélisation est un outil privilégié en hydraulique fluviale, elle permet de résoudre les différents problèmes rencontrés dans les rivières. Une modélisation de l'hydrodynamique et du transport solide total associé de la Medjerda lors de la crue de janvier 2003 a été réalisée. Un modèle hydraulique capable de simuler les crues au niveau de la Medjerda a été élaboré, afin de prédire l'évolution des différents paramètres hydrauliques dans le temps et dans l'espace durant la crue. Ensuite, un couplage entre le modèle hydraulique et le modèle de transport de sédiment sous HEC RAS est effectué. Ce modèle hydro-sédimentaire calcule également la capacité des sédiments transportés lors des événements extrêmes (en suspension et par charriage) au niveau de la Medjerda, et d'en déduire par conséquent son évolution morphologique correspondante. L'objectif d'une telle modélisation est de pouvoir comprendre les différents processus gouvernants, sur plusieurs échelles spatiales et temporelles, la dynamique du transport sédimentaire de la Medjerda.

La construction du modèle hydro-sédimentaire nécessite plusieurs informations sur la zone d'étude. Des données topographiques, des relevés granulométriques réalisés par Rodier et al. (1981) dans le cadre de l'étude de l'hydrodynamique de la Medjerda, et des mesures de la matière en suspension (MES) au niveau de la station hydrométrique Slouguia lors de la crue de 2003 sont disponibles. Une description détaillée de ces données est présentée ci-après.

4.1.2. Matériels et méthodes

Pour la modélisation du transport sédimentaire sur le bassin de la Medjerda, notre choix s'est orienté vers le code hydro-sédimentaire HEC RAS. Pour le traitement de l'hydrodynamique de la Medjerda, HEC RAS résout les équations de Saint Venant (1D) pour le calcul de la variation de la ligne d'eau dans l'Oued pour la crue de janvier 2003. HEC RAS permet aussi le calcul des quantités de matériaux transportés en fonction des conditions d'écoulement.

HEC RAS calcule le transport solide total en suspension et par charriage. Le modèle de transport de sédiments en suspension (1D) est obtenu par intégration de l'équation (78) dans une section dans la zone de suspension ($z_b + \delta_b$ jusqu'à z_s) (Figure 3.27). Pour une concentration moyenne des sédiments en suspension C , l'équation 1D du transport solide en suspension s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial t}(AC) + \frac{\partial}{\partial x}(AUC) = \frac{\partial}{\partial x} \left(A \varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial x} \right) + B(\dot{n}_e - \dot{n}_d) \quad (119)$$

HEC RAS résout cette équation par la méthode des différences finies pour le calcul du transport solide en suspension. La Figure 3.28 nous renseigne sur la configuration générale d'un écoulement dans une rivière, et les différents processus qui peuvent y avoir lieu.

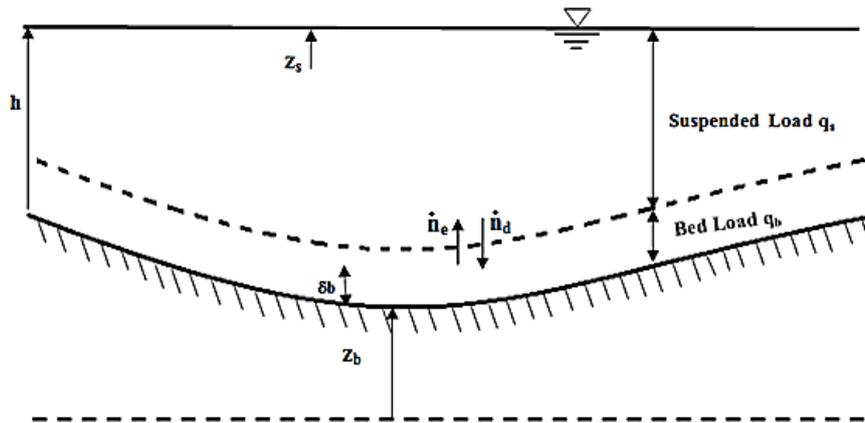


Figure 3.28 : Configuration de l'écoulement

Pour la modélisation du transport solide par charriage, HEC RAS propose plusieurs lois empiriques de calcul du taux de sédiments par charriage. Pour notre cas d'étude, plusieurs formulations ont été testées, en particulier les modèles de Meyer-Peter and Müller (1948) ; Van Rijn (1993) ; Englund and Hassan (1967) ; Einstein (1950). De même, pour le calcul du nombre de Shields critique, plusieurs lois empiriques sont utilisées (Van Rijn, 1993 ; Camenen and Larson, 2007 ; Recking, 2013). Le modèle de Van Rijn 1984 est utilisé pour le calcul de ce paramètre (le seul modèle disponible sous HEC RAS). Une description plus détaillée de ces formules empiriques est présentée dans le chapitre 1.

Enfin pour l'étude de l'évolution morphologique de la Medjerda. La modélisation 1D nécessite d'ajouter aux équations de Saint Venant, une équation permettant de calculer l'évolution du niveau moyen du fond. Pour le calcul de la variation de la géométrie du chenal, HEC RAS résout l'équation de la conservation de la masse de sédiments (Equation d'Exner (96)). Le choix d'un modèle de calcul des taux de sédiments transportés a une grande influence sur les résultats. Ces modèles sont choisis en fonction du problème à traiter : type de transport ou propriétés des sédiments. Chacune des relations comprend plusieurs coefficients qui sont éventuellement modifiés lors de la phase de calage (Paquier, 2002).

4.1.3. Caractérisation des sédiments de la Medjerda

Les différentes données nécessaires pour la mise en œuvre d'un modèle hydro-sédimentaire 1D sont présentées ci-dessous : les données granulométriques, la courbe de tarage, la hauteur d'eau, les hydrogrammes de crue observés, etc. Toutes les mesures disponibles ont été effectuées directement sur le terrain au niveau de l'Oued Medjerda durant le projet de recherche d'Azizi (2008).

a. Granulométrie

La granulométrie des sédiments transportés par l'Oued Medjerda est obtenue lors d'une campagne d'échantillonnage sur le tronçon d'étude. Des échantillons de sédiments ont été prélevés au niveau de chaque station. L'analyse granulométrique est obtenue par la technique de tamisage et de sédimentation au laboratoire de la Direction Générale des Ressources en

Eaux (DGRE, 2004). Ces informations seront nécessaires pour l'analyse de la diffusion et de dispersion des sédiments par l'Oued Medjerda. L'ensemble des données disponibles fournit des informations sur la répartition des diamètres des particules. La Figure 3.29 ci-dessous présente la courbe granulométrique du mélange des sols à la station Slougua.

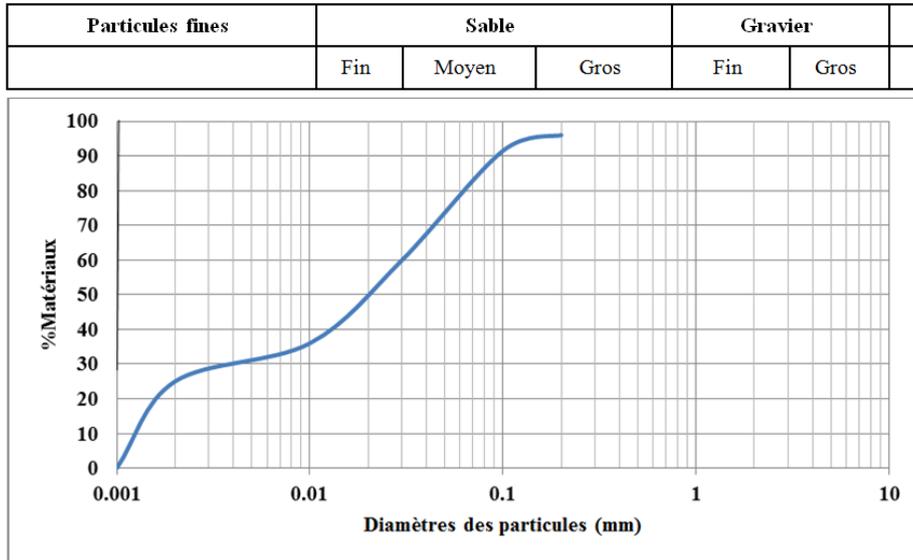


Figure 3.29 : Courbes granulométriques des sédiments de Slougua (Claude et al., 1977)

L'analyse de la campagne de mesures effectuée montre que la fraction granulométrique transportée à la surface du cours d'eau est constituée essentiellement d'argile et de limon fin : 66 % à Slougua 62 % à Medjez El Beb, et 61 % à El Herri avec une prédominance du limon fin (35 % à Slougua, 36 % à Medjez El Beb et 31 % à El Herri) (Claude et al., 1977).

b. Variation de la granulométrie en fonction du débit

Un élément très important dans la modélisation du transport des sédiments, est de visualiser l'évolution de la composition des sédiments en fonction de la variation de l'écoulement. L'étude des sédiments a été réalisée en appliquant les méthodes de l'analyse granulométrique aux sédiments recueillis. Les résultats obtenus sont regroupés dans la Figure 3.30.

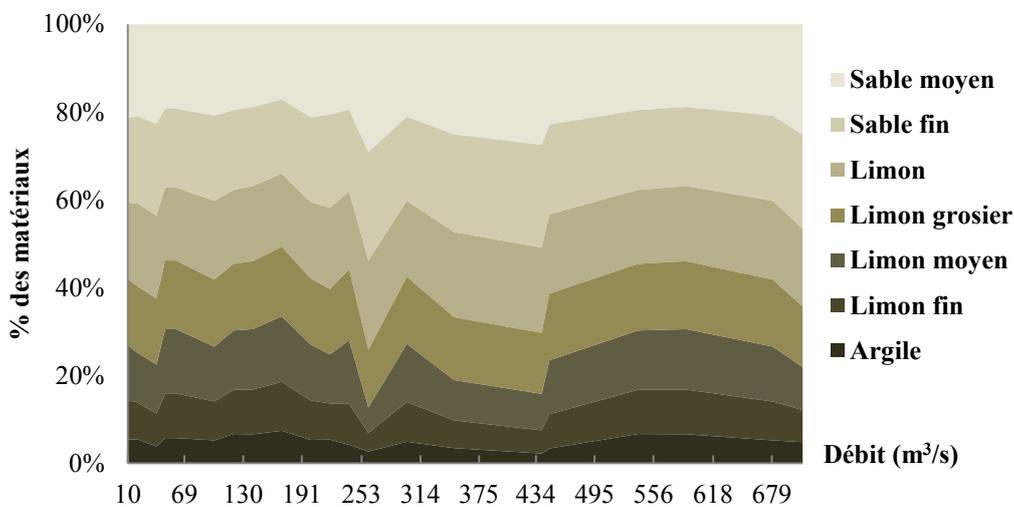


Figure 3.30 : Évolution de la granulométrie de la Medjerda, station Slougua

Une variation systématique de la composition des éléments transportés en fonction du débit liquide dans l'Oued Medjerda rivière est distinguée. Le flux des sédiments dans la rivière est étroitement lié aux débits d'eau.

En période de hautes eaux les taux d'argiles restent pratiquement constants (25 %), seuls les taux de sables s'élèvent (de 13 % à 27 %), alors que le taux de limon total (limon fin et limon grossier) s'abaissent de 61 % à 47 %. Les pourcentages des fractions granulométriques transportées par l'Oued Medjerda lors de la crue de janvier 2003 sont regroupés dans le Tableau 3.7.

Tableau 3.7 : Variation de la composition des sédiments en fonction du débit liquide

Q (m ³ /s)	% Argile	% Limon fin	% Limon grossier	% Sable
	< 2 µm	2 à 20 µm	20 à 50 µm	> 50 µm
50	25,5	35,9	25,6	13
100	25	32	29	14
200	26,1	28	27	18,9
400	25	28,2	24,4	22,4
700	24,9	29,1	18,7	27,3

En régime de hautes eaux, la composition des sédiments apparaît donc nettement plus grossière qu'en période de basses eaux comme attendu. Un résultat identique a été obtenu par Henin et al. (1951). L'examen plus en détail les résultats obtenus sur la composition des sédiments transportés par l'Oued Medjerda en période de crue, ne permet pas de trouver une bonne corrélation entre les deux processus de débit liquide et de débit solide. Dans ce contexte, plusieurs formules reliant ces deux paramètres se sont développées dans la littérature. Tous ces modèles sont basés sur des concepts semblables impliquant la loi en puissance $Q_s = a.Q^b$ où a et b représentent les coefficients de la régression. Cette relation est valable au moment de crue, dans la mesure où le débit solide croît en parallèle avec le débit liquide, cependant cette loi n'est plus valable lors de la décrue, où le débit solide décroît également très vite alors que le débit liquide se maintient à des valeurs importantes.

c. Mesure de la matière en suspension

L'analyse des mesures montre qu'il existe un pic au niveau de l'hydrogramme mesuré à la station Slouguia accompagné par un pic correspondant de la matière en suspension. En effet, en comparant le débit liquide et le débit solide correspondant, il existe un certain parallélisme entre ces deux paramètres. Une augmentation du débit liquide se traduit par un accroissement systématique du débit solide. Alors qu'en période de basses eaux (pour des débits faibles) le débit de sédiment devient très faible. Généralement, le maximum de débit solide se manifeste avant celui du débit liquide. Enfin, il est à souligner qu'après un accroissement prompt de l'écoulement, le débit solide diminue rapidement tandis que le débit de l'eau se maintient à des valeurs très élevées.

La Figure 3.31 présente les hydrogrammes mesurés à la sortie du barrage Sidi Salem et au niveau de la station Slouguia et de l'Oued Siliana, ainsi que la variation de la matière en suspension (MES) correspondante, lors de la crue de janvier 2003.

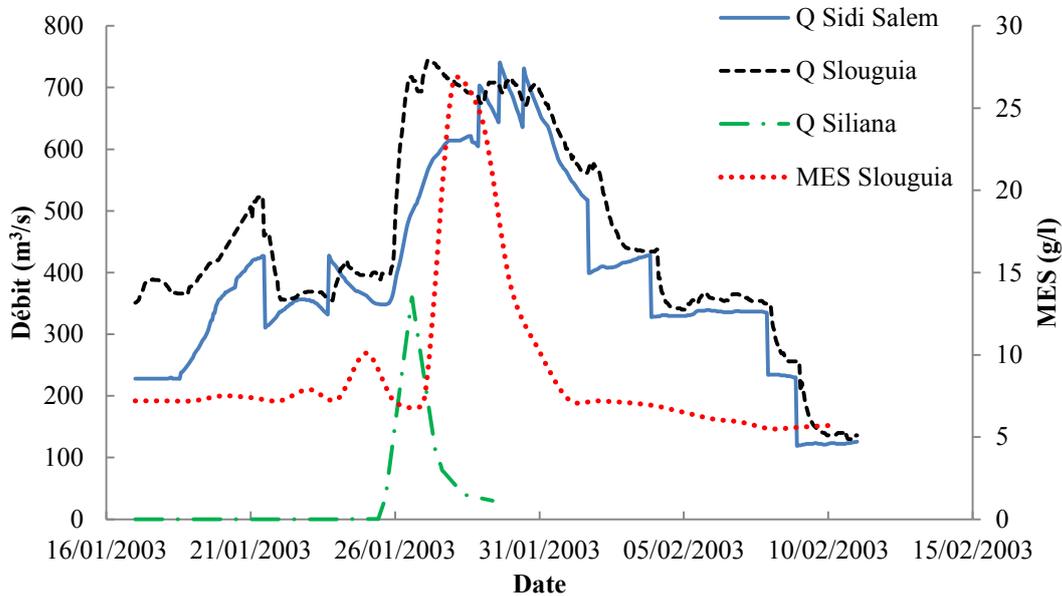


Figure 3.31 : Mesures des débits et de la matière en suspension (MES), crue 2003

4.1.4. Modélisation et simulation

Pour une modélisation hydro-sédimentaire unidimensionnelle, le logiciel HEC RAS est choisi car les calculs hydrauliques sont couplés de manière implicite avec le transport de sédiments. Les calculs du taux de sédiments transportés se basent sur les résultats simulés par le modèle hydraulique (1D), la précision du modèle sédimentaire dépendant beaucoup des calculs du modèle hydrodynamique. De ce fait, le calage et la validation du modèle hydraulique sont indispensables à la modélisation de la dynamique sédimentaire.

En outre, la mise en œuvre d'un modèle hydro-sédimentaire pour toute la moyenne vallée de la Medjerda semble trop lourde ; compte tenu de l'étendue de la zone d'étude (85 km). Il est donc utile d'étudier une portion de la Medjerda située juste en amont du barrage Sidi Salem jusqu'à la première station hydrométrique Slouguia. Le tronçon étudié s'étend sur une longueur de 20 km, discrétisé par 47 profils en travers issus de la campagne topographique réalisée en 2003 avec une pente faible, de l'ordre de 0.033 %. Comme précédemment, l'évènement de crue survenue en janvier 2003 est choisi pour le calage du modèle.

Pour le module de calcul du transport des sédiments, les données relatives aux caractéristiques des sédiments (types, taille, formes, etc...) sont introduites, en se basant sur la courbe granulométrique (Figure 3.29). HEC RAS propose deux types de méthodes. Une première méthode simple, où les matériaux du lit sont traités comme étant une seule fraction. Le taux de transport solide est calculé à l'aide d'une taille de grain représentative et unique, tels que D_{50} , D_{90} , D_{84} (Einstein, 1950). Cette approche a été largement utilisée dans la pratique, fournissant des prévisions fiables (Wang and Wu, 2004). Cependant, cette méthode peut apparaître inadéquate pour décrire certains processus importants qui peuvent se produire dans de nombreuses rivières. La deuxième méthode décrit les sédiments, qui forment le lit, par une

subdivision en classes de granulométrie. Le taux de transport est calculé pour chaque classe de grain. La capacité totale est égale à la somme des taux de sédiments des différentes classes. Cette méthode s'est avérée peu satisfaisante dans la prédiction du taux de transport de sédiments, en raison du manque de connaissances sur le mouvement d'une particule individuelle et l'interaction entre les particules des sédiments de différentes tailles (Diplas and Parker, 1985). En général, cette méthode nécessite un choix approprié des limites des fractions de taille des grains (Church et al., 1987) et un grand ensemble de données de la taille et de la distribution des sédiments (Wilcock, 2001). Le niveau de précision demandé par cette méthode n'est pas disponible pour notre cas d'étude.

Un état d'équilibre à l'entrée du réseau est pris comme conditions aux limites. Les données sédimentaires relatives à l'affluent de l'Oued Siliana n'étant pas disponibles. Les apports latéraux des affluents sont négligés. Le modèle d'Englund and Hassen (1967) est choisi pour les calculs de la dynamique sédimentaire. C'est le seul modèle inclus dans HEC RAS, permettant le calcul du transport sédimentaire total pour des particules dans la plage de diamètre de 150 à 1000 μm . Enfin, la méthode de Van Rijn (1984) donnée par l'équation (50), pour le calcul de la vitesse de chute des particules est utilisée, elle permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

En plus des calculs des capacités des matériaux transportés par l'Oued Medjerda en période de crue, HEC RAS calcule aussi l'évolution du lit de l'Oued en se basant sur la résolution de l'équation d'Exner (96). Le lit de l'Oued subit des modifications en réponse des deux processus d'érosion et de dépôt. À la fin de chaque pas de temps, l'érosion ou la déposition des matériaux se traduit par un changement de fond, le changement sera uniforme sur l'ensemble du périmètre mouillé de la section transversale. HEC RAS met à jour la géométrie de la rivière et effectue de nouveau les calculs hydrauliques avant de calculer la capacité de transport pour la prochaine itération.

4.1.5. Résultats et discussion

L'objectif principal de cette étude est de quantifier les taux de sédiments transportés par l'Oued Medjerda lors d'un événement extrême et de visualiser l'impact de ces crues sur l'évolution de la géomorphologie de la rivière. La variation du transport de sédiments lors de la crue de janvier 2003 dans l'Oued est introduite pour permettre une analyse de l'évolution morphologique de la Medjerda à travers une synthèse comparative entre plusieurs sections transversales. Le but est de visualiser les changements survenus au niveau des profils en travers de la rivière suite au passage de la crue. Les changements apportés au niveau du profil longitudinal de la Medjerda lors de la crue de 2003, sont aussi présentés afin de comprendre et d'interpréter le comportement de l'Oued Medjerda lors d'une crue débordante.

a. Évolution du transport sédimentaire lors de la crue de 2003

Un des objectifs fondamentaux des simulations effectuées est de prévoir les quantités de sédiments transportés par la Medjerda en période de crue. La Figure 3.32 présente l'évolution du transport solide total mesuré et simulé au niveau de la station Slougua pendant la crue de janvier 2003.

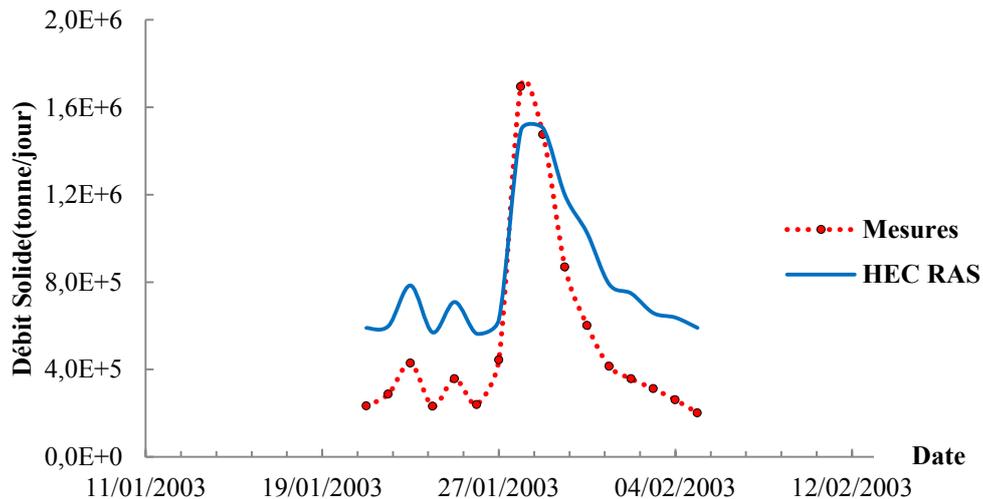


Figure 3.32 : Évolution de la capacité du transport de sédiments à la station Slougua par HEC RAS, crue 2003

Les deux hydrogrammes obtenus ont la même apparence (seulement une crête). Cependant, de point de vue volume des sédiments transportés, les résultats des simulations surestiment les volumes de sédiments mesurés. Le critère de Nash égal à 0.67 correspond à une valeur acceptable, par contre pour le bilan de volume est égal à 1.41 indiquant une surestimation du volume des sédiments de plus de 40 % (Figure 3.32). L'écart entre les débits solides mesurés et ceux simulés est important, mais au vu de la qualité des données disponibles ainsi que des erreurs de mesure les conditions prises seront gardées. De plus, les outils et les techniques de mesures utilisés lors de la campagne de mesures de transport sédimentaires sont trop basiques et manquent de précisions.

b. Évolution morphologique de la Medjerda

Les rivières subissent de nombreuses évolutions morphologiques à long terme. Le profil longitudinal et les sections transversales des rivières sont particulièrement adaptés à des études pluriannuelles, ils fournissent des données précises sur l'évolution du lit des rivières (Huybrechts et al., 2010). Toutefois, leur application est limitée par de nombreuses difficultés telles que la nécessité de localiser le même emplacement des sections en travers (les mêmes coordonnées x, y, z). Dans ce contexte, une étude de l'évolution morphologique de la Medjerda suite au passage de la crue de 2003 est prise en compte. Le but est de voir l'impact de ces grandes crues sur l'évolution géomorphologique de l'Oued Medjerda. Pour mieux visualiser ces changements, une étude comparative a été réalisée entre plusieurs sections transversales, en particulier celle de la station Slougua. Ensuite, afin de localiser les zones de dépôts et les zones d'érosion, une comparaison du profil en long de l'Oued avant et après le passage de la crue a été effectuée.

❖ Évolution morphologique des profils en travers

La superposition des sections au même endroit indique des sections boueuses (dépôts de sédiments) et des sections d'érosion (creusement dans le fond). L'examen des résultats des simulations du transport sédimentaire réalisées pour la crue de janvier 2003, indique que la géométrie de la Medjerda a subi des modifications suite au passage de la crue à des degrés

divers. L'analyse comparative des sections permet de différencier des sections d'érosion et des sections qui ont subi un engraissement du lit. En fait, une modélisation unidimensionnelle ne tient pas compte des variations transversales de l'écoulement. HEC RAS traduit les taux d'érosion ou de déposition des matériaux par un changement du fond, le changement sera réparti sur le périmètre mouillé de la section en travers.

D'autre part, le calcul des écarts au niveau de la section transversale (CS1) avant et après le passage de la crue a montré qu'il y a un creusement maximal qui atteint 40 cm dans le lit des rivières, cependant les creusements au niveau des berges sont très faibles. Par contre, au niveau de la station Slouguia située à environ 20 km en aval du barrage Sidi Salem, le profil subit un engraissement de lit résultant d'une réduction de la section humide de l'ordre de (20 cm) qui provoque à son tour une réduction de l'écoulement.

La Figure 3.33 fournit des informations sur les changements apportés au niveau de diverses sections transversales après passage de la crue de 2003.

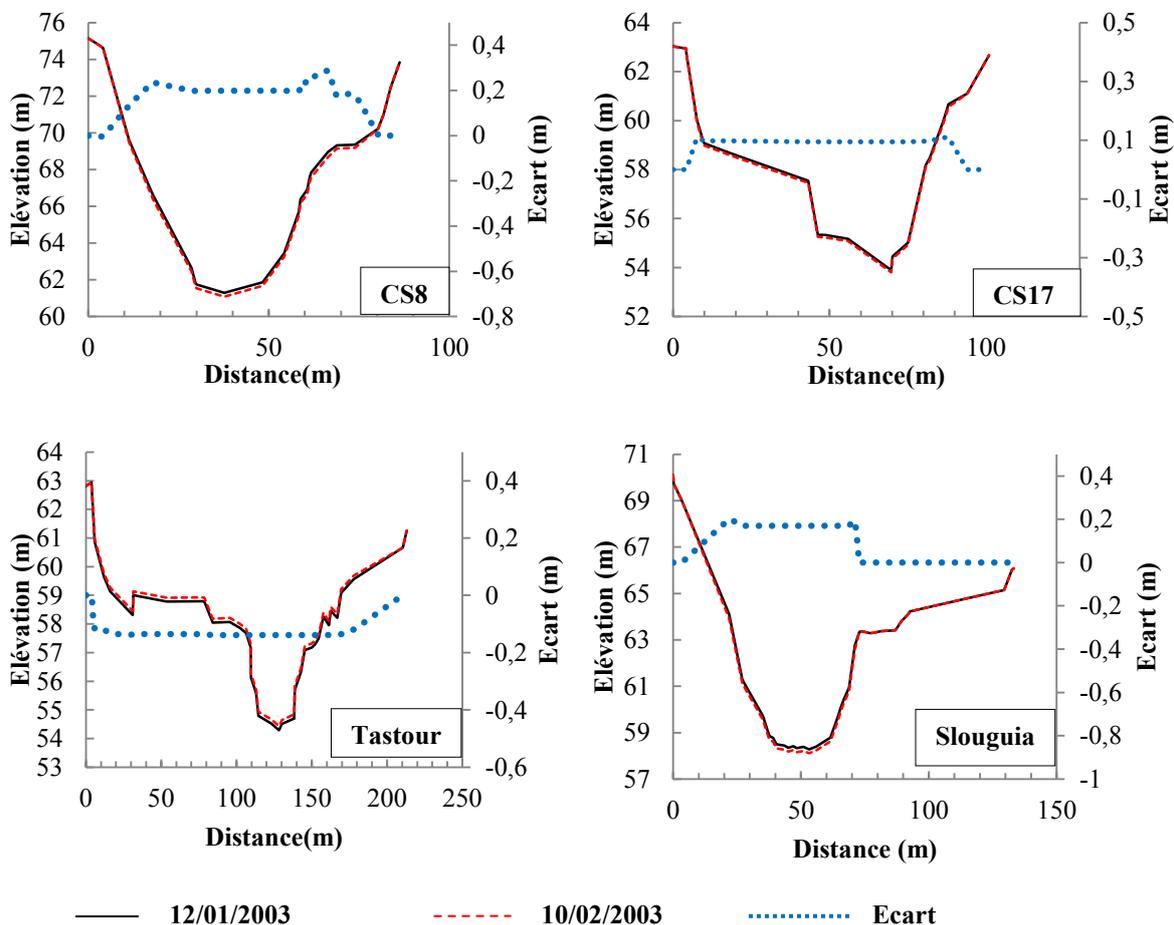


Figure 3.33 : Évolution morphologique à différentes sections transversales (CS8, CS17, Tastour, et Slouguia) pour la crue de 2003

❖ *Evolution morphologique du profil en long de la Medjerda*

L'évolution du profil en long des rivières a intéressé de nombreux chercheurs, dans l'intention de comprendre leur évolution et de trouver la méthode la plus pertinente, pour prévoir leur

développement (Radoane et al., 2003). En effet, l'analyse comparative effectuée entre plusieurs sections en travers a montré que les changements ne sont pas uniformes le long de la rivière. Ainsi, il était intéressant de visualiser l'évolution géomorphologique du profil longitudinal de l'Oued Medjerda. Pour ce faire, une comparaison entre les profils longitudinaux prévus à différentes périodes de la crue est accomplie. Du barrage Sidi Salem jusqu'à la station Slouguia, une alternance entre les deux processus d'érosion et de dépôt est constatée. Sur une période de 30 jours, certaines régions apparaissent et favorisent le processus d'érosion (le creusement maximal enregistré est d'environ 40 cm). Toutefois, la présence des zones favorisant le dépôt de sédiments (environ 20 cm) est aussi observé. Ces résultats sont attendus dans la mesure où en période de crue notamment pour des débits de pointe dépassant les $730 \text{ m}^3/\text{s}$, l'érosion est renforcée.

La Figure 3.34 présente l'évolution du profil en long de l'Oued Medjerda lors de la crue de janvier 2003.

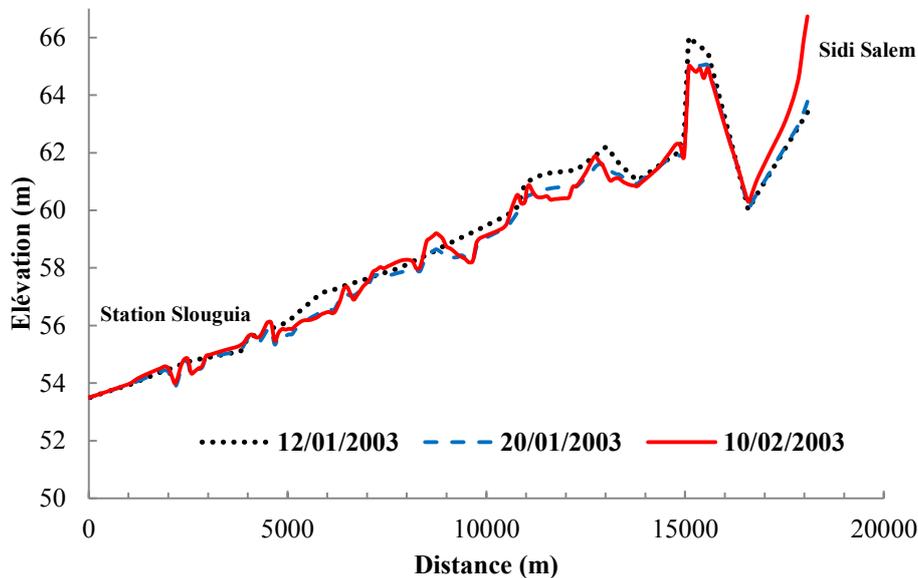


Figure 3.34 : Évolution géomorphologique du profil longitudinal de la Medjerda HEC RAS, crue 2003

Plusieurs études sur la dynamique des rivières (Huybrechts et al., 2010) ont conclu que dans le cas de faible débit ou de très faible pente, l'écoulement perd de l'énergie et le dépôt des matières transportées est favorisé (Forst, 2010). Tandis que pour le cas de débits importants ou de rupture de pente, le phénomène d'érosion est renforcé. Pour notre cas d'étude, plusieurs facteurs ont contribué directement ou indirectement à l'évolution morphologie de la Medjerda. Par exemple, lors des lâchers de barrage Sidi Salem, les forts débits provoquent des creusements significatifs au niveau du lit, et les faibles débits provoquent la réduction des caractéristiques morphologiques. En outre, le développement de la végétation dans le lit et sur les berges de la rivière ou la présence de plusieurs ouvrages hydrauliques, piège les sédiments et constituent un obstacle à la circulation.

L'utilisation des simulations numériques offre une aide précieuse pour la définition et l'analyse de la dynamique sédimentaire. Elles nous permettent d'étayer de nombreuses problématiques se rapportant à l'hydrodynamique fluviale de la Medjerda. Le modèle hydro-

sédimentaire unidimensionnel établi dans cette étude renseigne sur les quantités de sédiments transportés par l'Oued en période de crues, ainsi que l'obtention d'une vue globale sur l'évolution morphologique de la rivière. Enfin il est à souligner que ce type de modélisation reste limité et ne permet pas de comprendre les phénomènes locaux liés au transport des particules (seuil de mouvement, contraintes de cisaillement, érosion et déposition des particules). En revanche une modélisation 2D peut certainement remédier à ceci.

4.2. Modélisations bidimensionnelles du transport sédimentaire

L'évolution des moyens de calcul fait apparaître une demande croissante en termes de modélisations. Ces progrès en technologies ont poussé la recherche et ont favorisé l'application des modélisations à deux dimensions pour des cas réels à grande échelle. Les modélisations bidimensionnelles permettent de déterminer les contraintes locales de cisaillement en chaque point du maillage notamment au niveau fond du lit ou sur les berges. Ce type de modélisation permet également de mieux comprendre les processus d'érosion et de dépôt ainsi que leur chronologie supposée (Vazquez and Dufresne, 2010). Cette modélisation à deux dimensions vient compléter et affiner une modélisation unidimensionnelle de transport sédimentaire réalisée dans la section précédente. Le modèle 2D élaboré permet de déterminer l'évolution de la forme et de la composition du lit et d'analyser les mécanismes de transport de sédiments et de prévoir leurs effets. Son originalité réside dans la prise en compte de différentes caractéristiques sédimentaires. Enfin, une synthèse comparative des résultats obtenus via les deux modèles 1D et 2D est menée afin de mettre en clair les avantages et les inconvénients des différents modèles dans la prédiction du transport solide dans les rivières.

4.2.1. Contexte et enjeux

L'enjeu de toute démarche de modélisation est de lire la réalité du phénomène étudié à travers une grille simplificatrice adaptée (Huybrechts et al, 2010). Il s'agit donc de trouver un compromis admissible entre la précision de la description des phénomènes et la lourdeur de mise en œuvre du modèle (Bigillon, 2001). Un modèle bidimensionnel de transport sédimentaire et d'évolution des fonds a été élaboré. L'objectif du modèle hydro-sédimentaire 2D est de calculer les variations des taux de sédiments transportés, ainsi que de prévoir l'évolution morphologique de la Medjerda. Ce modèle permet ainsi l'identification des différents facteurs et les mécanismes prépondérants qui conditionnent l'évolution morphologique des rivières. Dans ce qui suit, une présentation succincte des démarches d'étude de la dynamique fluviale de la Medjerda ainsi que le traitement des différents éléments nécessaires à l'élaboration d'un modèle 2D de transport de sédiments sera menée.

Le tronçon étudié s'étend sur une longueur de 20 km, allant du barrage Sidi Salem jusqu'à la station Slougua. Cette portion de la Medjerda est caractérisée par une érosion pendant les événements extrêmes et un engraissement pendant les périodes d'étiage. Le fond est constitué de limon moyen et de sable relativement fin et uniforme (Figure 3.29). Le code choisi est SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D.

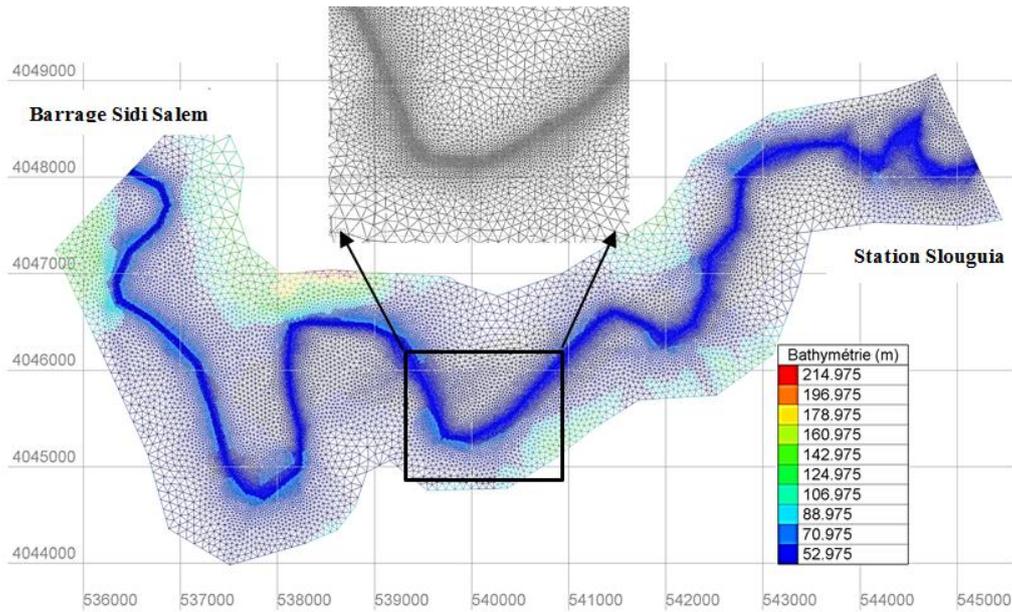


Figure 3.35 : Bathymétrie de la moyenne vallée de la Medjerda (de Sidi Salem à la station Slougua), crue 2003

Le maillage est raffiné celui-ci au niveau du lit mineur avec des mailles triangulaires de l'ordre de 5 m, de manière à obtenir un maximum de précision lors des simulations. Au niveau de lit majeur, un maillage plus léger est choisi (maille de l'ordre de 50 m de taille), alors que sur le reste du domaine les mailles sont de l'ordre de 200 m. Ainsi, un fichier de géométrie pour la simulation sous TELEMAC 2D, contenant les informations sur le maillage composé de 51145 nœuds est généré.



Figure 3.36 : Maillage de la Medjerda

Le code SISYPHE calcule ensuite les variations du transport sédimentaire en réponse aux variations des paramètres hydrauliques simulés par le modèle hydraulique TELEMAC 2D. En effet, pour la modélisation du transport sédimentaire dans la Medjerda, une démarche progressive en plusieurs étapes a été suivie. Dans un premier temps, le problème de transport solide est considéré dans le cas le plus simple possible. Les variations verticales de flux et de sédiments sont suffisamment petites, leurs variations dans le plan horizontal peuvent être décrites approximativement par les équations de Saint Venant 2D. La résolution de ces équations par le module TELEMAC 2D est effectuée sur un maillage à fond mobile. Les durées et les distances doivent être suffisantes pour que les particules en mouvement puissent être considérées comme une masse continue.

Pour la mise en œuvre du modèle de transport de sédiment sous SISYPHE, les mêmes conditions aux limites prises pour la modélisation unidimensionnelle sous HEC RAS ont été considérées. Les caractéristiques ainsi que la répartition des sédiments au niveau de la Medjerda sont décrites par la courbe granulométrique (Figure 3.29). Cette modélisation numérique cherche à valider l'ensemble des données mesurées, et de confirmer les résultats obtenus par le modèle unidimensionnel, pour donner une vision claire des mécanismes qui régissent la morphologie des rivières, en particulier les deux processus d'érosion et de déposition des particules.

4.2.2. Matériels et démarche

Le choix d'un modèle spécifique dépend de la nature du problème rencontré. Selon le procédé de calcul, plusieurs types de modèles se sont développés dans la littérature. Les modèles de transport des sédiments comprennent différents modèles couplés entre eux. Ces modèles peuvent être entièrement couplés, semi-couplés, ou totalement découplés. Le code bidimensionnel SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D est choisi pour notre cas d'étude. SISYPHE est un modèle morphodynamique horizontal à deux dimensions calculant le transport solide par charriage, et en suspension, ainsi que l'évolution du lit. SISYPHE est un « code source ouvert », il permet de l'utiliser, de l'étudier, de le modifier ou même d'ajouter des nouvelles lois de transport sédimentaire. SISYPHE est conçu pour modéliser les processus morphodynamiques complexes dans la nature, tels que les zones côtières, les rivières, les lacs et les estuaires, pour différents débits, différentes granulométries, et différents modes de transport des sédiments (Tassi and Villaret, 2014). Le calcul des paramètres de l'écoulement est couplé à l'évolution morphologique du lit (gouvernée par l'équation de conservation de la masse, et une loi de transport solide), sur un système de mailles (Figure 3.37).

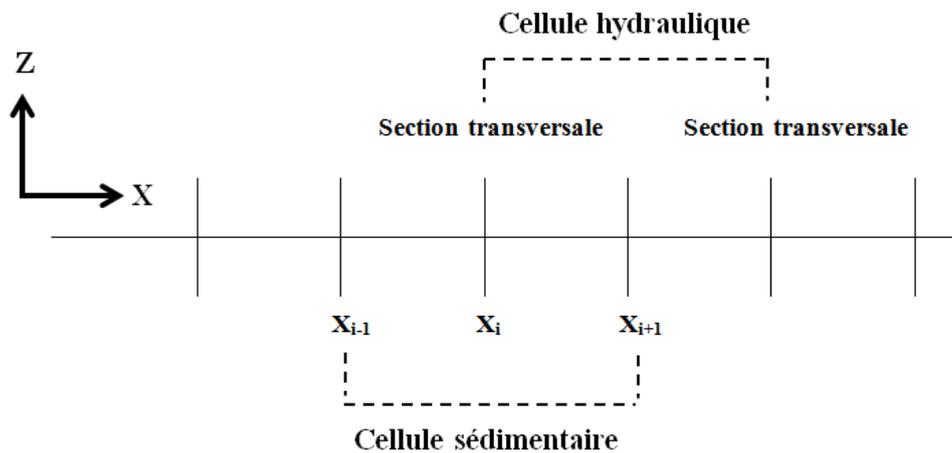


Figure. 3.37 : Couplage et échange d'informations entre modèle hydraulique et le transport des sédiments

Pour l'évaluation des taux de transport des sédiments, contrairement aux modèles habituels qui ne prennent en compte qu'un seul diamètre moyen, SISYPHE propose un modèle non uniforme (multiple-taille). Ces modèles de sédiments non-uniformes s'appuient sur une description sédimentaire complexe, considérant plusieurs fractions granulométriques très proches de la réalité. L'élaboration du modèle sous SISYPHE nécessite la définition des

paramètres hydrauliques et des propriétés des sédiments, ainsi que le choix de méthodes de calculs. Plusieurs outils (Blue Kenue, Matisse, Global Mapper, Arcview, Arcmap, etc.) ont été utilisés pour manipuler les différents fichiers nécessaires à la construction du modèle hydro-sédimentaire bidimensionnel.

Pour le calcul des sédiments transportés en suspension, SISYPHE résout l'équation de convection-diffusion 2D suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{n_e - n_d}{h} \quad (120)$$

Pour le calcul de l'évolution des berges et du fond, SISYPHE résout l'équation de la conservation de la masse « Equation d'Exner » donnée par :

$$(1-n) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial(\delta_b c_b)}{\partial t} + \frac{\partial(q_{t,x})}{\partial x} + \frac{\partial(q_{t,y})}{\partial y} + n_e - n_d = 0 \quad (121)$$

Les capacités d'érosion n_e et de dépôt n_d représentent les flux verticaux de matériaux, échangés entre les deux zones de charriage et suspension.

Tandis que pour le calcul du flux des sédiments charriés, SISYPHE inclut plusieurs lois empiriques, une description détaillée de ces lois est donnée par le Tableau 1.2 (Chapitre 1). Ceci permet de tester plusieurs formules pour le calcul du taux des sédiments transportés par charriage par l'Oued Medjerda. La nouvelle loi empirique de Lajeunesse et al. (2010) a été programmée dans le code SISYPHE. Une analyse comparative de plusieurs lois de transport solide par charriage, en particulier la nouvelle loi de Lajeunesse sera effectuée. Le but de ces simulations est de valider la loi empirique de Lajeunesse et al. (2010) conçue pour la prédiction du transport solide par charriage pour un cas d'étude réel.

4.2.3. Analyse et interprétation des résultats

Le coefficient de frottement a été pris tel que les débits liquides mesurés et calculés concordent. L'évolution du transport sédimentaire (en suspension et par charriage) le long de la Medjerda est ensuite mesurée. Puis, pour l'étude de l'évolution morphologique de la Medjerda, une synthèse comparative des quelques profils en travers et du profil en long avant et après le passage de la crue est effectuée. Pour s'assurer de la fiabilité du modèle établi, une comparaison a été menée entre les mesures topographiques disponibles et les résultats calculés par le modèle numérique. La dernière partie est consacrée à une étude comparative entre les résultats simulés par les modèles 1D et 2D. L'objectif est de déterminer l'apport d'une modélisation à deux dimensions de la dynamique sédimentaire de la Medjerda en comparaison avec la modélisation unidimensionnelle.

a. Caractéristiques générales de l'écoulement

Un premier calcul effectué sous TELEMAC 2D a permis de déterminer la variation des différents paramètres hydrauliques (le débit, les champs de vitesse, la hauteur d'eau, etc...) lors de la crue de janvier 2003. En fonction de la bathymétrie, des zones de faibles et de fortes vitesses apparaissent. Le mouvement des sédiments influence l'écoulement à plusieurs niveaux. Le maintien du mouvement des particules consomme de l'énergie, cela diminue

donc la vitesse moyenne de l'écoulement, ce qui a tendance à surélever la ligne d'eau. Il y a donc une interaction permanente entre l'écoulement et le mouvement des particules solides.

b. Évolution du transport sédimentaire durant la crue

Lors d'un événement extrême, une rivière transporte des quantités importantes de sédiments soit par charriage ou en suspension. Le mode de transport dominant dépend essentiellement des caractéristiques des rivières (nature, type d'écoulement, granulométrie, etc...). Pour notre étude, plusieurs simulations ont été menées afin d'estimer les pourcentages des sédiments transportés par charriage ou en suspension. La Figure 3.38 illustre l'évolution des différents modes de transport sédimentaire en suspension, par charriage et total, le long de la moyenne vallée de la Medjerda lors de la crue de janvier 2003.

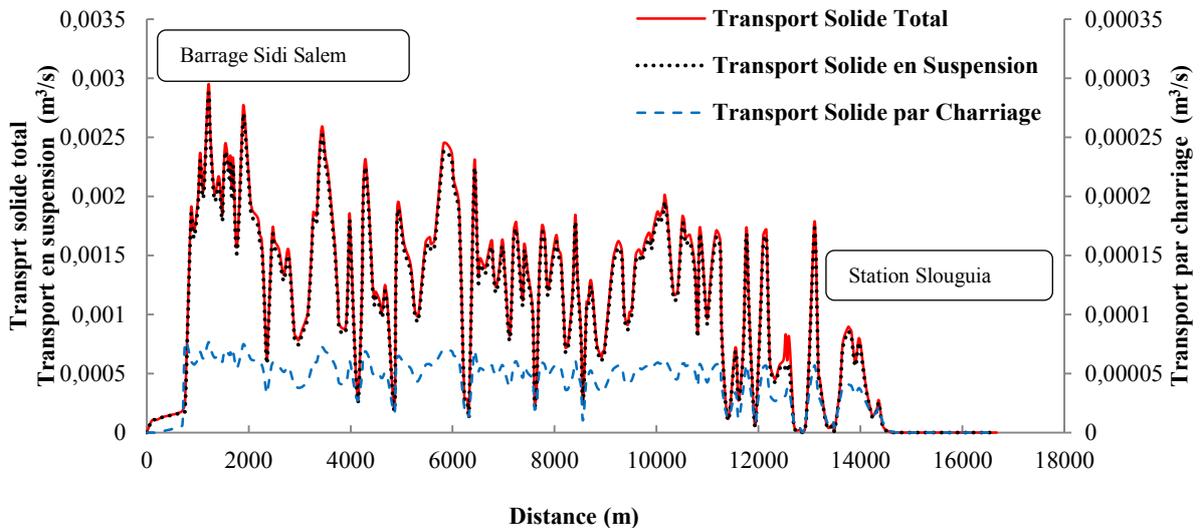


Figure 3.38 : Évolution du transport en suspension, par charriage et total, allant de barrage Sidi Salem à la station Slougua, crue 2003, TELEMAT 2D-SISYPHE

Les résultats montrent qu'en période de crue, la Medjerda transporte de grandes quantités de sédiments, et que le mode de transport dominant est par suspension représentant environ 80 % du taux de transport solide total. Durant la crue de 2003, le débit d'eau maximum enregistré est de 731 m³/s correspondant à un taux de matière en suspension égale à 42 g/l. La quantité transportée par charriage était estimée de 20 à 25 % du transport solide total par Rodier et al. (1977). Certes le transport des matériaux en suspension est prépondérant, mais il faut non plus négliger l'impact des sédiments transportés par charriage sur l'évolution morphologique de la Medjerda.

❖ **Tests des modèles de transport par charriage**

Quatre modèles de prédiction de la charge du fond sont comparés : Lajeunesse et al. (2010), Van Rijn, (1993), Engelund and Hansen (1967), et Einstein (1950). Une description de ces lois a été présentée dans le chapitre 1. À l'issue de ces simulations, une inter-comparaison des résultats calculés par les différents modèles a été effectuée. La Figure 3.38 regroupe les résultats se rapportant à la variation du taux des sédiments charriés par l'Oued Medjerda lors de la crue de janvier 2003.

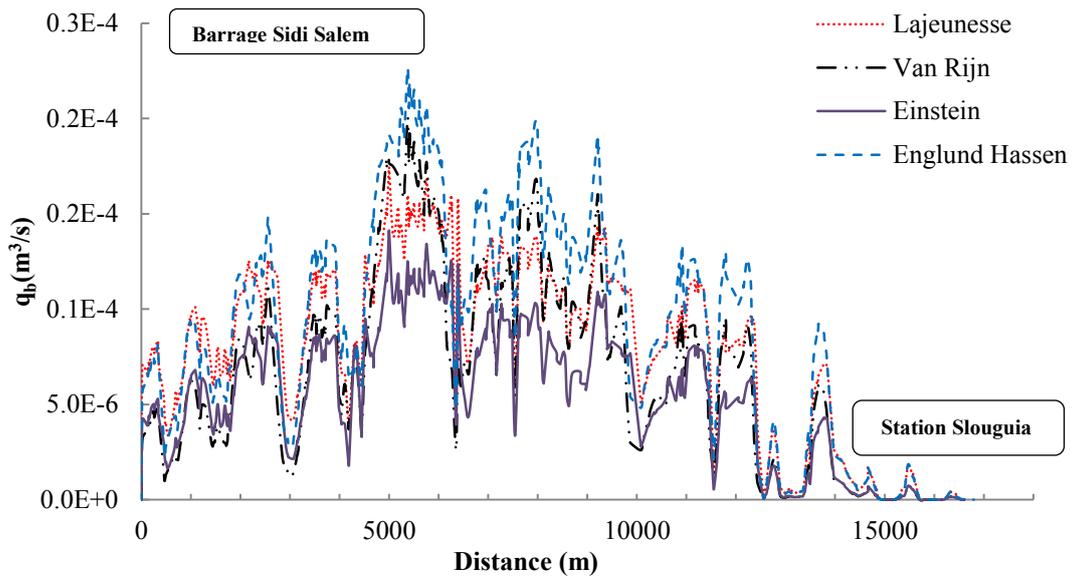


Figure 3.39 : Simulations du taux de transport par charriage (q_b), allant de barrage Sidi Salem à la station Slouguia, TELEMAC 2D-SISYPHE, crue 2003

Les résultats obtenus sont assez satisfaisants, les courbes ont la même allure générale. Les écarts entre les taux de transport solide par charriage simulés par les différents modèles sont relativement faibles. Le Tableau ci-dessous présente le bilan de volume par rapport aux résultats calculés par la formule de Lajeunesse.

Tableau 3.8 : Bilan de volume calculé des taux de sédiments de fond simulés par les différents modèles

	Van Rijn (1993)	Englund-Hansen (1967)	Einstein (1950)
Lajeunesse et al. (2010)	81 %	68 %	88 %

L'analyse des résultats montre une corrélation significative entre les deux modèles de Lajeunesse et al. (2010) et d'Einstein (1993), le bilan de volume étant de 88 %. Par contre, la formule d'Englund-Hansen (1967) surestime les taux de transport par charriage par rapport à toutes les autres formules.

c. *Évolution morphologique de la Medjerda*

La partie suivante est consacrée à l'étude de l'évolution morphologique en aval du barrage Sidi Salem. Des comparaisons des profils en travers et du profil en long du tronçon mis en étude seront effectuées. Notre objectif est de visualiser l'effet de la crue de janvier 2003 sur l'évolution de la géomorphologie de l'Oued.

Dans un premier temps, une étude rétrécie se rapportant à l'analyse de l'évolution morphologique d'un tronçon du cours d'eau de 1 km de long situé juste à la sortie du barrage Sidi Salem a été effectuée. La Figure 3.40 montre l'évolution de la bathymétrie de la Medjerda durant la crue de janvier 2003.

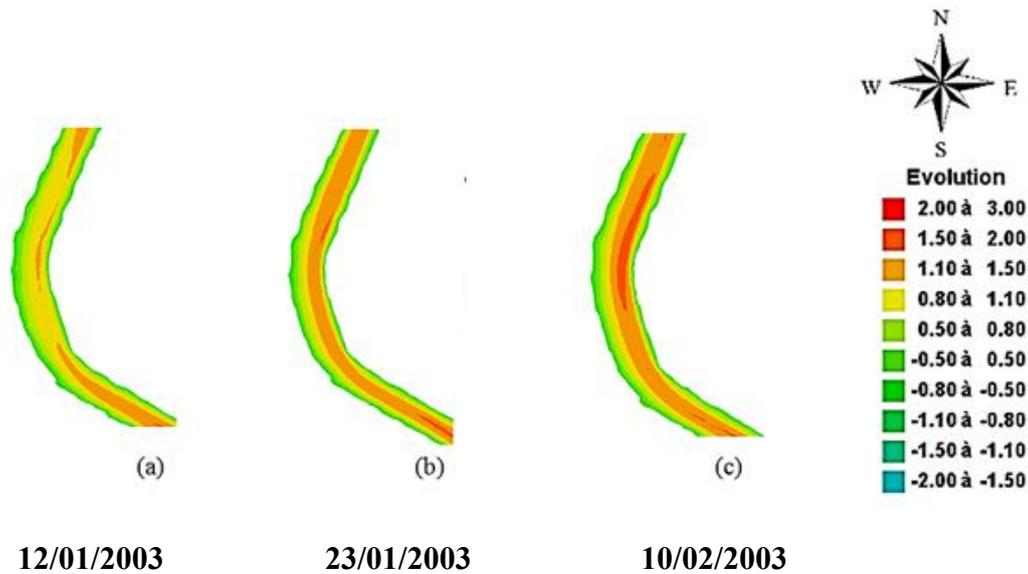


Figure 3.40 : Évolution géomorphologique du profil longitudinal de la Medjerda pendant la crue de 2003 sur un tronçon de 1 km par TELEMAC 2D-SISYPHE

L'analyse montre qu'il y a un creusement du fond du chenal. Les changements morphologiques provoqués, suite au passage de la crue, ne sont pas uniformes. Cependant, la Figure 3.39 montre que les dépôts des sédiments se font sur les berges plutôt que dans le lit de la Medjerda. La profondeur moyenne enregistrée est de l'ordre de 20 cm. Il y a toujours une alternance entre les deux processus d'érosion et de dépôt. Il y a des périodes de dépôt et des périodes d'affouillement dans le lit de l'Oued, mais en période de crue l'affouillement l'emporte sur la sédimentation.

En réduisant l'ampleur des inondations, les barrages conduisent à la réduction des sections en travers et par conséquent contribuent à la modification de la morphologie des rivières (Church, 1995). Une première analyse de l'évolution morphologique de la Medjerda lors de la crue de 2003 a montré que ces changements ne sont pas uniformes le long du cours d'eau. Il est d'une grande utilité alors d'analyser la distribution spatiale des particules déposées et érodées. Pour ce faire, une analyse comparative de plusieurs profils en travers a été menée.

❖ *Évolution morphologique de sections en travers*

Le déplacement des sédiments peut modifier la topographie du lit des rivières (Garcia, 2007). Les deux processus d'érosion et de dépôt sont les facteurs clés pour contrôler le développement et la gestion des cours d'eau. En période d'étiage, les rivières favorisent le dépôt des sédiments qui provoque, une modification de la section transversale. Alors qu'en période de crues, le phénomène d'érosion est favorisé en raison de l'important flux enregistré lors des événements extrêmes, provoquant des changements sur la morphologie de la rivière. Une démarche comparative a été utilisée ici pour visualiser les changements au niveau des sections transversales lors de la crue de 2003. La Figure 3.41 illustre bien ces changements morphologiques.

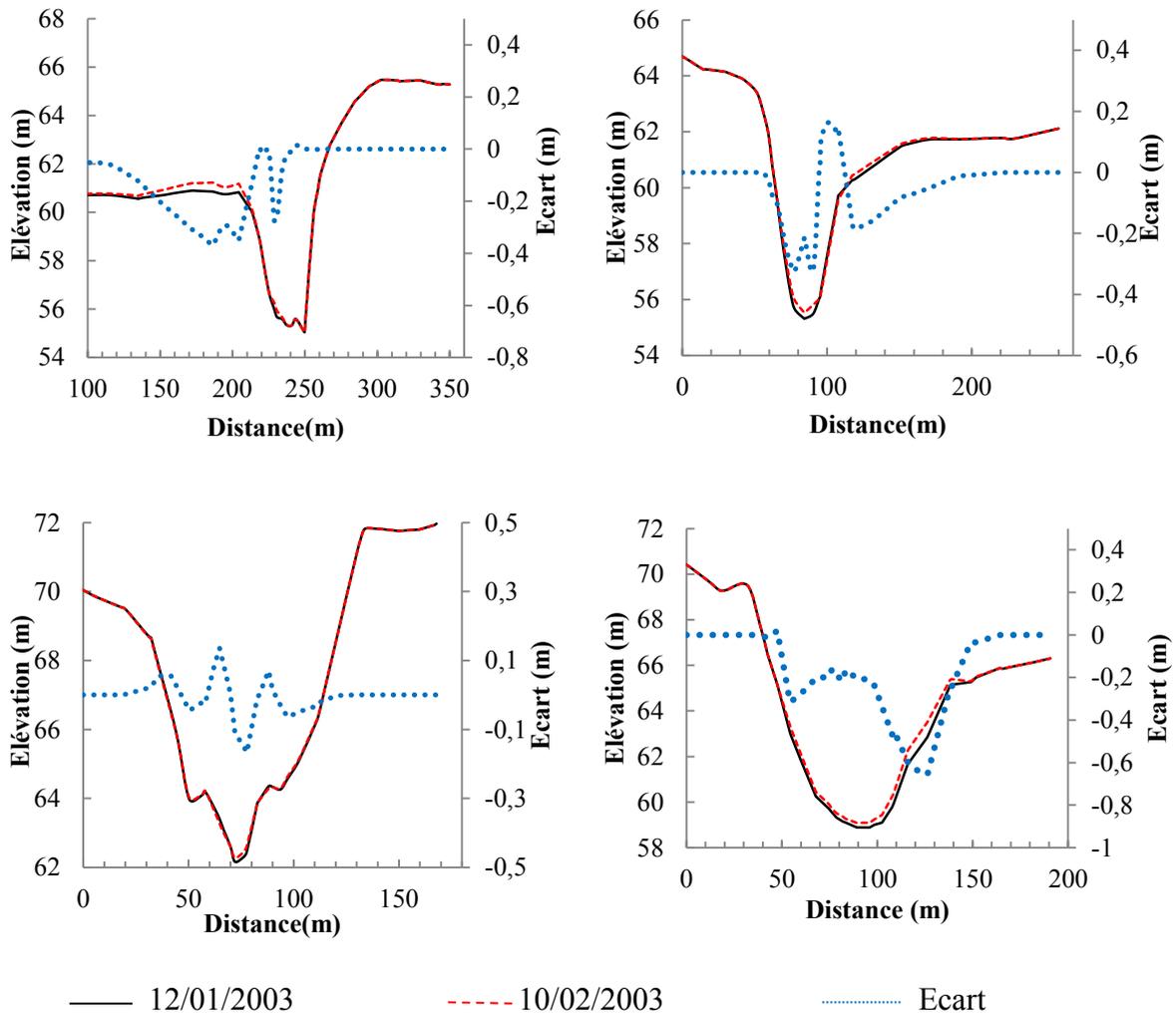


Figure 3.41 : Comparaison entre plusieurs profils en travers durant la crue de 2003
TELEMAC 2D-SISYPHE

Le modèle utilisé pour le calcul de la variation de la taille des particules fournit des informations sur les quantités de matériaux transportés par la rivière. Ces matériaux se sont directement traduits en volume de sédiments ; ce qui nous renseigne sur les changements morphologiques de la rivière. L'analyse des résultats montre plusieurs changements à la fois au niveau du lit et des berges de la rivière, où il y a des sections envasées et des sections d'érosion. L'étude comparative montre qu'il y a une alternance entre les deux processus d'érosion et de dépôt. Pour quelques sections, le fond se comble progressivement en commençant par les points bas, alors que pour l'érosion, le processus commence par les points les plus hauts. Bien que les mécanismes d'évolution de la section en travers restent mal connus dans leurs détails, il est important de suivre l'évolution des caractéristiques des sédiments en tout point de la section afin de pouvoir analyser précisément leurs évolutions morphologiques et de localiser les zones de dépôt et d'érosion.

❖ *Profils longitudinaux des changements dans la Medjerda*

De nombreux chercheurs (Ohmori, 1991 ; Scheidegger, 1991 ; Morris and Williams, 1999 Râdoane et al., 2003) se sont intéressés à l'étude de l'évolution géomorphologique du tracé des rivières, afin de pouvoir comprendre et interpréter leur évolution et de trouver une meilleure approche permettant de prévoir leur développement. Toutes ces études confirment que le faible débit ne modifie pas la morphologie de la rivière pendant 25 jours (Goff and Ashmore, 1994). Pour notre cas d'étude, deux débits caractéristiques de la Medjerda ont été considérés. Le premier débit de 80 m³/s correspond au débit en période d'étiage et le débit de 250 m³/s correspond au débit morphogène. Le débit morphogène appelé aussi le débit à plein bord est à l'origine de la formation et de la dynamique des faciès d'écoulement et des remaniements morphologiques du cours d'eau. C'est le débit liquide pour lequel le taux des sédiments transportés est maximal (Malavoi et al., 2008). La Figure 3.42 présente les résultats des simulations réalisées.

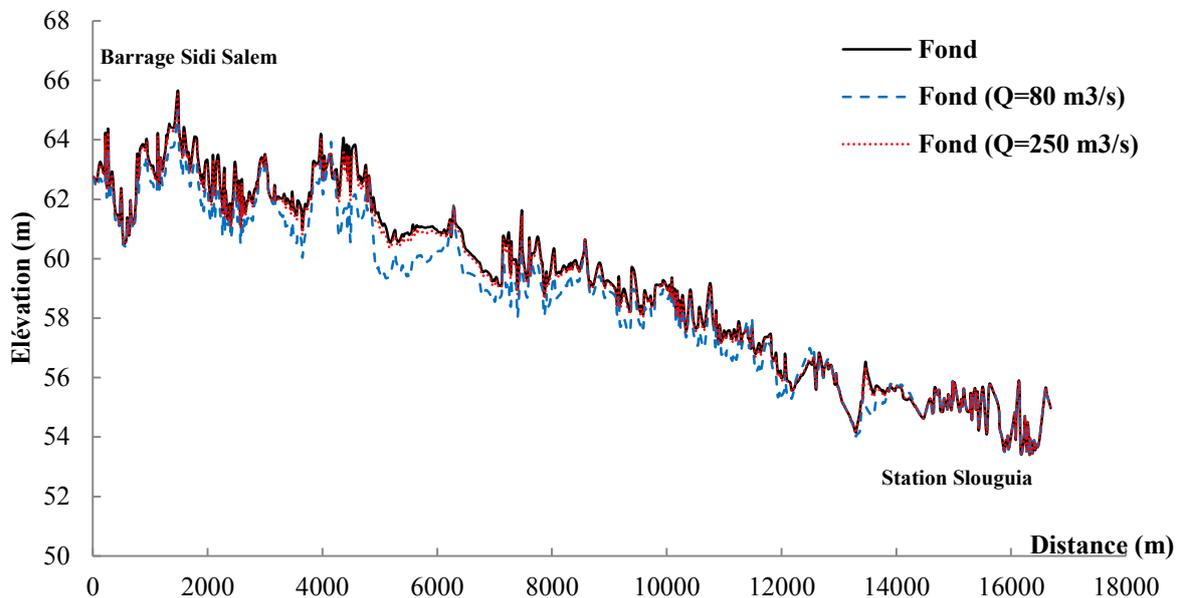


Figure 3.42 : Évolution géomorphologique du profil longitudinal de la Medjerda entre le barrage Sidi Salem et la station Slouguia par TELEMAC 2D-SISYPHE.

L'analyse comparative des résultats montre que pour un débit important, l'écoulement tend à creuser le fond. Cependant pour des débits faibles, une faible évolution du lit est observée. D'autre part, le creusement au niveau du lit est plus important qu'au niveau des berges, ceci est lié certainement à la topographie de la Medjerda. Pour mieux visualiser l'écart entre le creusement du fond pour les deux débits, un calcul de l'aire pour les deux cas est effectué. L'aire de la partie creusée pour le débit de 250 m³/s est de 4188 m², alors que pour un débit de 80 m³/s l'aire de la partie creusée est égale à 705 m². Donc pour un débit morphogène le creusement est 6 fois plus important que dans le cas de faible débit.

Plusieurs facteurs influencent directement la morphologie d'une rivière, par exemple le laminage des crues, les lâchers des barrages, le développement de la végétation dans le lit de la rivière, la présence de plusieurs ouvrages hydrauliques qui forment un obstacle à l'écoulement, etc. Tous ces facteurs contribuent directement à la modification de la

morphologie de la Medjerda. Bien que ne disposant pas d'aucune information pouvant attester de la véracité des résultats, du fait de la difficulté d'obtenir des données sédimentaires au niveau du fond, ils sont cohérents : un débit fort entraîne a priori plus de sédiments qu'un débit faible.

4.3. Analyse comparative des modélisations 1D et 2D

L'un des principaux facteurs décisifs pour le choix du modèle, y compris la dimension, est de connaître la capacité de simulation des différents processus pour un problème donné (Papanicolaou et al., 2008). Le choix de la dimension du modèle (1D, 2D, ou 3D) dépend en grande partie des processus à traiter ; elle nécessite une attention toute particulière en raison de la complexité, ainsi que la prise en compte des échelles spatiales et temporelles d'intérêt. Les deux modèles ont été calés sur le même événement de crue, de janvier 2003. Une confrontation des résultats se rapportant au calcul des taux de transport de sédiments calculés par les deux modèles a été effectuée. Une synthèse comparative sur l'évolution morphologique de la Medjerda simulés par les deux modèles est réalisée.

❖ Variation du transport solide lors de la crue de 2003

Les taux de transport de sédiments simulés, par les codes SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D et HEC RAS (1D) lors de la crue de 2003 sont comparés. Les différences entre les capacités du transport de sédiments calculé par les deux modèles sont généralement faibles, et l'aspect global est le même. Les comparaisons effectuées sont résumées sur la Figure 3.43.

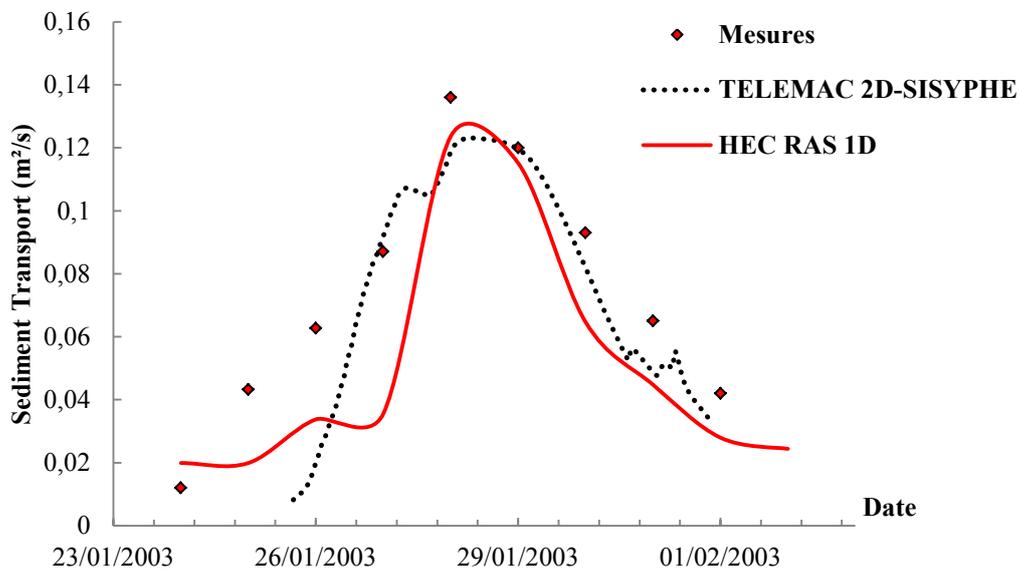


Figure 3.43 : Comparaison des taux de transport de sédiments, station Slougua, crue 2003

Les résultats montrent une concordance admissible entre les deux modèles 1D et 2D. De même la capacité de sédiment maximale enregistrée à la date de 28/01/2003 est correctement reproduite par les deux modèles. Le bilan de volume calculé est égal à 1.28 pour le modèle 2D et 1.41 pour le modèle 1D. Les erreurs de calculs entre les deux modèles peuvent être justifiées par la qualité des données disponibles. Il faut tenir compte des erreurs de mesure de transport de sédiments et de l'imprécision des appareils et techniques utilisés lors de la campagne de mesure de transport sédimentaire. Les résultats de transport de sédiment

dépendent des calculs hydrauliques. Le calage des modèles de transport de sédiment est souvent extrêmement complexe. Les paramètres de calage sont plus nombreux que pour le cas de modélisation hydraulique. De plus, les conditions aux limites concernant le volume de sédiments transportés sont généralement des approximations, même si ce type de données a une grande influence sur les résultats. Il est d'une grande importance de souligner aussi que les campagnes topographiques se font sur des périodes longues, coûteuses et difficiles à réaliser. Par conséquent, les données topographiques à différentes périodes ne sont pas disponibles, ce qui rend le calibrage et la validation difficiles.

❖ **Évolution morphologique des sections transversales**

Une comparaison de la variation de la section transversale de la station Slougua calculée par les deux modèles 1D et 2D et celle dérivée des mesures topographiques est effectuée. La Figure 3.44 présente l'évolution de la section transversale considérée.

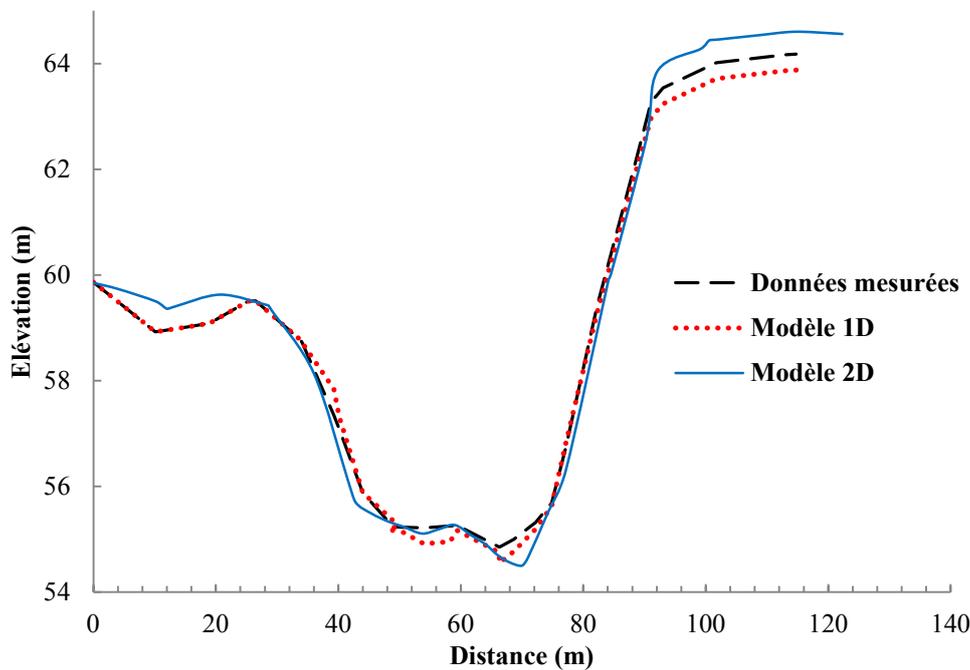


Figure 3.44 : Évolution d'une section transversale simulée par HEC RAS (1D), et TELEMAC 2D-SISYPHE lors de la crue 2003

La superposition des sections en travers au même endroit révèle la présence des zones favorisant l'érosion et autres la sédimentation au niveau des berges et du fond, et des écarts relativement faibles des estimations issues des deux modèles. Ces faibles différences sont dues à différents facteurs, dont par exemple, la géométrie qui n'a pas été insérée de la même manière. Dans le modèle 1D, la topographie est définie par des sections transversales qui génèrent une définition précise du lit de la rivière, mais une définition grossière du lit majeur (Paquier, 2002). Dans les modèles 2D, le maillage fournit des informations détaillées sur la topographie de la rivière.

À travers les comparaisons entre les résultats des deux modélisations unidimensionnelle et bidimensionnelle effectuées, il existe une variabilité des résultats entre les deux modèles. Les modèles 1D sont donc plus réservés à des études demandant peu de détails. Ils sont également

exploitables pour des simulations sur de longues durées : ils nous renseignent sur l'évolution, au cours du temps, de la hauteur d'eau et de l'évolution du lit de rivière. Tandis que les modèles 2D sont recommandés pour les processus locaux pour lesquels il faut disposer de données topographiques basées sur un modèle numérique de terrain. Ce type de modèle nous permet d'évaluer la hauteur d'eau, les champs de vitesses d'écoulement, et la répartition granulométrique des sédiments transportés. Ces modèles sont recommandés pour des études qui exigent un niveau très élevé en termes de précisions. Enfin, il est à souligner que la précision des modèles de transport des sédiments demeure bien inférieure à celle des modèles de calculs hydrodynamiques, principalement en raison de l'incertitude même des formules de transport des sédiments, et leur méthodologie d'utilisation.

4.3. Conclusions

La mise en œuvre d'un modèle hydro-sédimentaire 2D permet d'analyser non seulement les écoulements, mais aussi le transport des matériaux solides, afin d'identifier les modifications morphologiques de la Medjerda. L'analyse des résultats a montré qu'en période de crue, la Medjerda transporte des quantités importantes de sédiments. L'évolution morphologique de la Medjerda lors des crues est due essentiellement au phénomène du transport solide qui influence en grande partie son équilibre hydrodynamique. Ces changements dans la morphologie de l'Oued peuvent favoriser les inondations, menacer, déstabiliser les ouvrages hydrauliques, et de manière plus large perturber leur exploitation.

Sur le bassin versant de la Medjerda, une diminution sensible du débit caractéristique de crue, surtout après la mise en service du barrage Sidi Salem, a provoqué des modifications au niveau des caractéristiques morphologiques de la Medjerda se traduisant par une diminution très nette des sections de passage de l'écoulement. Le positionnement du barrage au niveau du cours d'eau principal provoque le blocage de transit sédimentaire de l'Oued et colmate le fond de la retenue. Le barrage piège une partie des sédiments (8 Millions de tonnes/an de matière en suspension mesurées à Sidi Salem avant la construction du barrage, contre 4,8 Mm³ de vase piégé annuellement par l'ouvrage). Le colmatage des retenues entraîne une réduction de la capacité de stockage de l'eau et donc compromet son fonctionnement (une autre problématique de la Medjerda). L'apport solide lui aussi varie, il peut, lors d'épisodes climatiques déficitaires atteindre 1,5.10⁶ m³ et lors d'épisodes pluviométriques abondants, atteindre 37 10⁶ m³ (DGRE, 2005). En période de fortes crues, la charge solide maximale est de 133 g/l, alors que les concentrations moyennes de matières en suspension ont été estimées de 30 à 40 g/l (DG.BGTH). Par ailleurs, en période de crue, en cas d'ouverture des vannes du fond, des quantités de sédiments sortent du barrage et contribuent aux modifications de la géomorphologie de la Medjerda (INAT, 2004). L'impact du barrage Sidi Salem est considérable, il est donc nécessaire de trouver des outils pour estimer les impacts d'un futur aménagement et prévoir leurs effets sur l'hydrodynamique fluviale et le transport sédimentaire au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda. L'alluvionnement et l'exhaussement des barrages par un phénomène de déposition massif des sédiments en provenance des Oueds, ont suscité l'intérêt d'un grand nombre de chercheurs qui ont tenté d'expliquer les mécanismes complexes du transport de sédiments (Terfous et al., 2001).

La simulation numérique est donc un outil précieux pour reproduire avec précision la réalité et mieux connaître ainsi l'ensemble des processus qui régissent l'hydrodynamique des rivières, même si les modèles numériques présentent aussi des inconvénients. Les résultats d'une simulation numérique peuvent diverger selon la méthode, qui reste au libre choix de l'utilisateur. En outre, certains calculs, comme celui d'écoulements complexes et turbulents, ne peuvent s'effectuer qu'à l'aide de modèles à haute résolution, qui sont coûteux et qui exigent des compétences techniques pointues.

5. Application et test du modèle de base d'érosion-déposition

Différents facteurs influencent la morphologie de la rivière ; parmi ces facteurs les inondations, le développement des végétations dans le lit, la présence d'obstacles (ouvrages hydrauliques), le phénomène de transport de sédiments, en particulier le transport solide par charriage qui provoque modifications significatives au niveau de la géométrie des cours d'eau. Les changements morphologiques dans les rivières sont régis par le transport par charriage, y compris l'érosion des berges, les formes des lits et les vitesses avec lesquelles les particules se déplacent (Yalin, 1977 ; Graf and Altinakar, 1996 ; Yalin and Ferreira da Silva, 2001).

De nombreux modèles pour l'estimation du transport de sédiments par charriage dans les rivières sont disponibles : Einstein (1950), Engleund and Hassan (1967), Meyer-Peter and Müller (1984), Van Rijn (1993), Lajeunesse et al. (2010), Recking (2013), Wang et al. (2015). Toutefois ces lois ne sont pas applicables dans de bons nombres de situations réelles. Le transport solide par charriage est influencé par de multiples facteurs tels que la composition des sédiments ou les caractéristiques des sédiments du lit (Wang and lee, 2015). Depuis plus de vingt ans, plusieurs travaux de recherches ont tenté d'évaluer la performance de ces lois empiriques dans l'estimation des taux des sédiments charriés par une rivière pour différents cas d'études (Van Rijn (1993), Recking (2006), Wang and Lee (2015)). Souvent ces formules donnent des prévisions raisonnables. Les résultats obtenus à l'issue de ces travaux recommandent l'utilisation d'une loi par rapport aux autres selon le cas étudié.

Dans ce contexte, une nouvelle approche a été développée pour l'étude du transport sédimentaire par charriage. Charru et al. (2004) proposent un modèle d'érosion-déposition pour l'étude de l'évolution morphologique des rivières pour des écoulements laminaires. Charru (2006) propose une extension de ce modèle pour des écoulements turbulents. Cette présente contribution concerne l'application de cette approche de Charru (2006) pour le calcul du transport solide par charriage au niveau d'un tronçon de la moyenne vallée de la Medjerda. Plusieurs simulations ont été réalisées afin de mettre en place un modèle capable de calculer les quantités de la charge de fond transportées par la Medjerda en période de crue. Ces simulations ont concerné la crue de 2003. Les résultats obtenus sont comparés avec les résultats issus des codes SISYPHE et TELEMAC 2D. L'objectif est de vérifier la validité de cette approche pour un cas d'étude réel tel que celui de la Medjerda. Nous pourrions ainsi révéler l'apport de cette nouvelle approche par comparaison avec les autres méthodes classiques de prédiction du transport solide par charriage.

5.1. Contexte et enjeux

Le transport des sédiments dans les rivières influence souvent le comportement de la ligne d'eau et la morphologie du lit. Ce travail, consiste à appliquer ce modèle d'érosion-déposition de Charru (2006) pour le cas de la Medjerda. L'objectif principal est de tester ce nouveau modèle, qui a donné de bons résultats sur des données expérimentales réalisées dans notre cas d'étude, pour le cas de l'Oued Medjerda (grande échelle). Ce modèle nous renseigne donc la variation des taux d'érosion et de dépôt des particules ainsi que la capacité des sédiments charriés q_b (m^2/s) tout le long de la Medjerda pour la crue de janvier 2003. Enfin, une analyse comparative sera effectuée dans le but de déterminer les avantages et les limites de différentes

approches testées pour l'estimation de l'évolution des quantités des sédiments charriés par l'Oued Medjerda pour une crue débordante.

5.2. Résolution du modèle d'érosion-déposition

Le charriage est le mode de transport dominant pour des sédiments moyens à grossiers, le transport en suspension devient dominant pour des sédiments fins. Le transport par charriage a la particularité d'avoir un comportement intermittent. Les particules sont successivement en mouvement puis au repos. Les méthodes classiques de calcul de transport solide par charriage (Meyer-Peter and Müller (1948), Einstein (1950), Recking (2006), etc...) considèrent implicitement que le flux de particules est en équilibre avec la contrainte de cisaillement, et ignorent par conséquent tout effet de relaxation. Afin de surmonter cette limitation, Charru et al. (2004) ont développé un modèle d'érosion-déposition pour des écoulements laminaires prenant en compte l'effet de relaxation. En 2006, Charru propose une extension de son modèle pour les écoulements turbulents.

Le modèle de Charru (2006) ne calcule pas les champs d'écoulement, un couplage avec un modèle hydraulique via le code TELEMAC 2D est effectué, afin de calculer l'évolution des paramètres hydrauliques lors de la crue. Le même événement de crue survenue en janvier 2003 au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda a été choisi. Le modèle hydraulique établi sous TELEMAC 2D nous renseigne sur la variation de différents paramètres hydrauliques dans le temps et dans l'espace. À chaque pas de temps la variation de la contrainte de cisaillement tout le long du canal est récupérée. Ensuite des calculs sont effectués en se basant sur l'équation (122) pour déterminer la densité des particules mobiles n , et d'en déduire par la suite les taux des sédiments charriés par l'Oued Medjerda.

$$n_i^{t+\Delta t} = n_i^t + \Delta t \left[-V_i^t \frac{n_i^t - n_{i-1}^t}{\Delta x} - n_i^t \frac{V_i^t - V_{i-1}^t}{\Delta x} + \frac{c_e}{\rho V_s D^3} (\tau - \tau_c) - n_i^t c_d \frac{V_s}{D} \right] \quad (122)$$

La fiabilité des résultats obtenus repose sur la façon avec laquelle les processus physiques sont décrits. Il est donc fondamental de vérifier l'efficacité des équations algébriques discrétisées, ainsi que les procédures de solutions numériques et leurs codages. Ce qui veut alors dire que si la description mathématique est mal faite, et la discrétisation numérique est incorrecte, les résultats du modèle numérique ne peuvent pas être de confiance.

5.3. Résultats et Discussion

Les résultats des simulations réalisées suite à l'application du modèle d'érosion-déposition pour le calcul du transport de sédiment au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda sont présentés ci-dessous. Un premier calcul au moyen du modèle hydraulique sous TELEMAC 2D reproduit les conditions hydrauliques mesurées lors de la crue de janvier 2003. TELEMAC 2D calcul la contrainte de cisaillement en tenant compte de l'évolution de fond calculé à partir de la résolution de l'équation d'Exner (96) sous le code SISYPHE. L'évaluation de la contrainte de cisaillement de fond est une étape essentielle pour l'estimation de la capacité du transport sédimentaire par charriage. La contrainte de cisaillement varie lors de la crue tout le long du tronçon étudié, la contrainte maximale simulée par TELEMAC 2D est égale à $\tau = 25$ SI. Les résultats de simulations des variables indispensables au calcul de la charge du fond sont présentés ci-après.

❖ **Modélisation de la vitesse de déplacement des particules : U_p**

La vitesse de déplacement des particules (U_p) est calculée en se basant d'une part sur les résultats du modèle hydraulique sous TELEMAC 2D, et d'autre part sur la résolution des équations (99) et (100). La Figure 3.45 présente l'évolution de la vitesse de déplacement des particules tout le long de la Medjerda lors de la crue de janvier 2003.

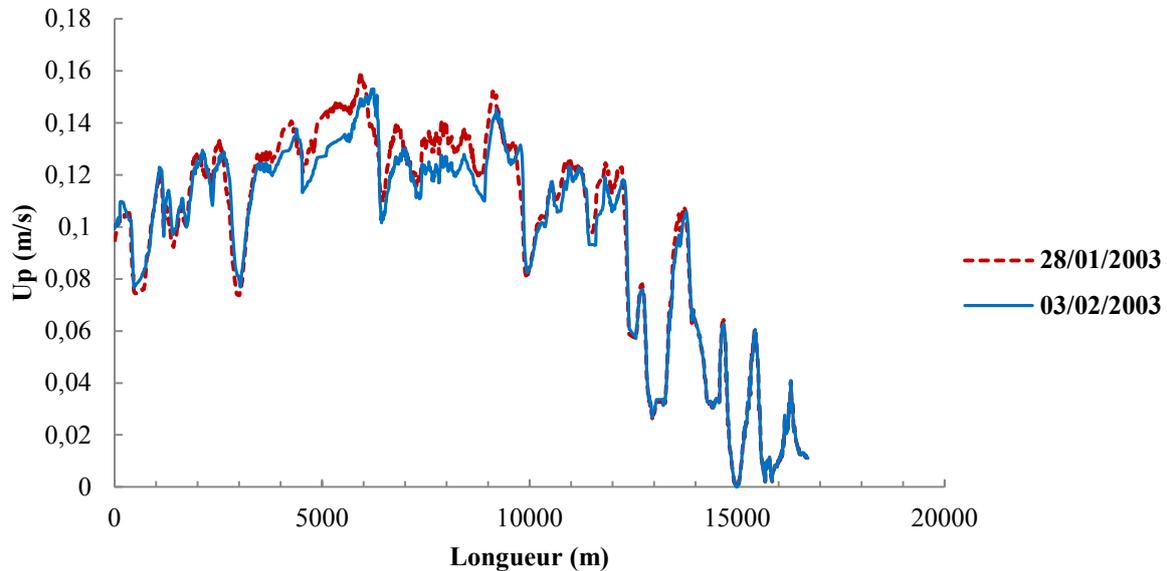


Figure 3.45 : Évolution de la vitesse de déplacement des grains calculée tout le long de la Medjerda lors de la crue 2003

Les matériaux transportés par charriage se déplacent avec des vitesses faibles. La vitesse des sédiments charriés par la Medjerda lors de la crue de janvier 2003 est de l'ordre de 0,1 m/s. La vitesse de déplacement des grains calculée est relativement importante par comparaison des vitesses calculées in-vitro. Dans la littérature, plusieurs chercheurs considèrent que les particules, dans la zone de charriage, se déplacent avec la même vitesse ($\Delta U_p \approx 0$).

❖ **Modélisation de l'érosion et de déposition**

Pour la résolution du modèle d'érosion-déposition de Charru (2006), il faut obligatoirement modéliser le taux d'érosion (\dot{n}_e), le taux de dépôt (\dot{n}_d) en se basant respectivement sur l'équation (104) et (107). Ces deux processus contrôlent l'évolution morphologique des rivières, il est donc d'une grande importance de les évaluer. La Figure 3.46 présente les variations l'évolution de la capacité d'érosion ($n_e = \rho_s D^3 \dot{n}_e$) et de la capacité de déposition ($n_d = \rho_s D^3 \dot{n}_d$) calculées par l'approche couplée TELEMAC 2D - Charru au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda.

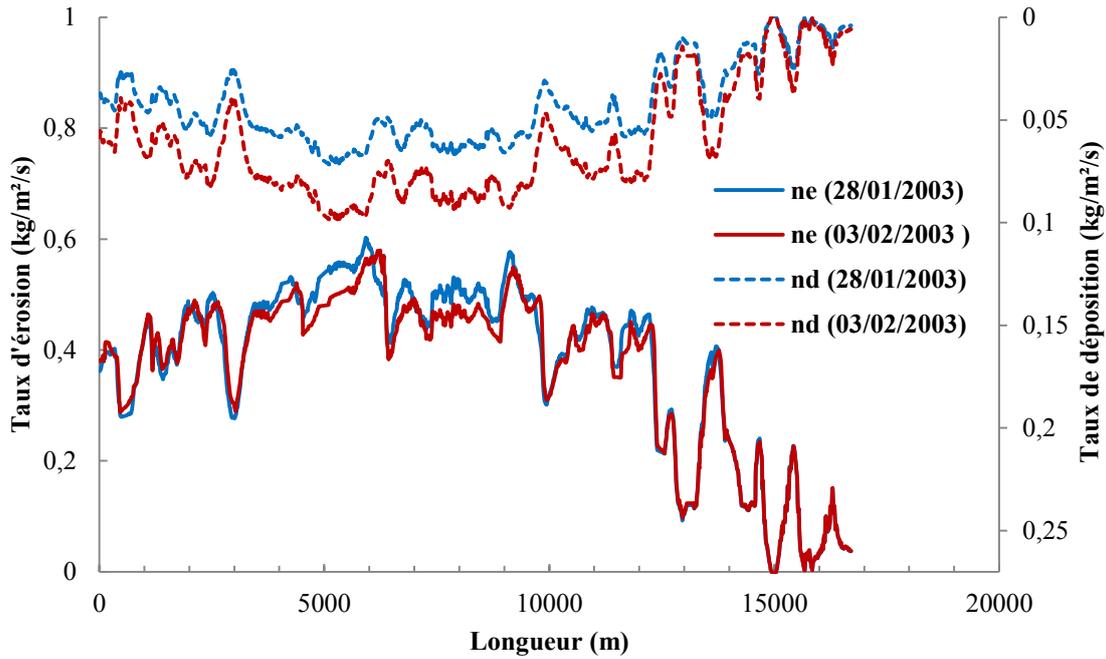


Figure 3.46 : Évolution des taux d'érosion et de déposition des particules calculée par TELEMAC 2D – Charru (2006) pour la crue 2003

Le 28/01/2003, le débit liquide observé au niveau de la station Slougua est de l'ordre de $700 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour tel débit, les résultats obtenus montrent que le processus d'érosion est dominant en période de crue. Le taux de l'érosion (n_e) est évalué à 9 fois plus important que le taux de déposition (n_d). Cependant le jour du 03/02/2003 correspondant à un débit d'eau moins important de l'ordre de $400 \text{ m}^3/\text{s}$, la capacité de l'érosion diminue et devient 6 fois plus grande que la capacité des sédiments déposés. L'analyse de l'évolution de la capacité d'érosion et de déposition des particules à deux instants différents de la crue de janvier 2003, montre qu'il y a une alternance entre ces deux processus en fonction des conditions hydrauliques.

Le modèle d'érosion-déposition de Charru (2006), basé sur l'équation (98) nous renseigne sur la variation du nombre de particules en mouvement $n(x, t)$ tout le long de la Medjerda. L'évolution du nombre des particules mobiles est déterminée grâce à la résolution de l'équation (122). Une fois que les différentes variables (\hat{n}_e , \hat{n}_d , U_p , n) sont calculées, le taux des sédiments transportés par charriage est donné par l'équation suivante :

$$q_b = \delta_v n U_p \quad (123)$$

Notre objectif principal est d'estimer les quantités de sédiments charriés par l'Oued Medjerda pour une crue débordante à travers la résolution du modèle d'érosion-déposition. La Figure 3.47 présente la variation du taux de transport solide par charriage tout le long du tronçon étudié lors de la crue de 2003.

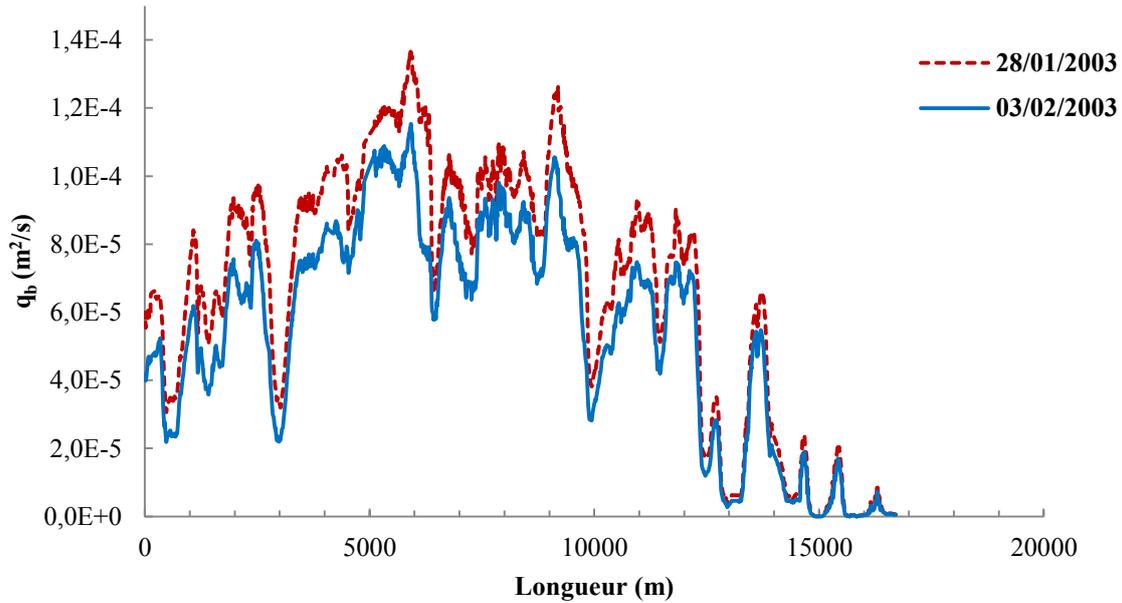


Figure 3.47 : Evolution du taux de transport solide par charriage (q_b) par TELEMAC-Charru, allant du barrage Sidi Salem à la station Slouguia, crue 2003

Les quantités de sédiments transportés par charriage varient tout le long de l'Oued Medjerda en fonction du débit liquide mesuré lors de la crue de 2003. En effet, pour différents instants de la crue, le taux des sédiments charriés par la Medjerda diminue considérablement avec la diminution du débit liquide. De plus, en comparaison avec les taux de transport calculés avec d'autres modèles classiques de transport solide par charriage, le modèle de Charru (2006) donne des résultats semblables. Ces quantités de sédiments transportées influencent certainement l'évolution morphologique de la Medjerda.

5.4. Analyse comparative

L'objectif de cette partie est de déterminer l'opportunité de la nouvelle approche de Charru dans la prédiction du transport sédimentaire par charriage au niveau de la moyenne vallée de la Medjerda. Une comparaison des résultats obtenus de différentes méthodes de calcul conçus pour la prédiction de la capacité des sédiments charriées est effectuée. D'une part, une première méthode classique de calcul de transport de fond est utilisée. Cette méthode suppose que le flux de particules est en équilibre avec la contrainte de cisaillement, et ignore tout effet de relaxation telle que les modèles proposés par Meyer-Peter and Müller (1948), Bagnold (1973), Recking (2013). D'autre part, une approche alternative basée sur le modèle d'érosion-déposition des particules qui tient compte de l'effet de relaxation a été utilisée aussi pour l'estimation de la capacité de charriage. La Figure 3.48 représente les différents résultats obtenus.

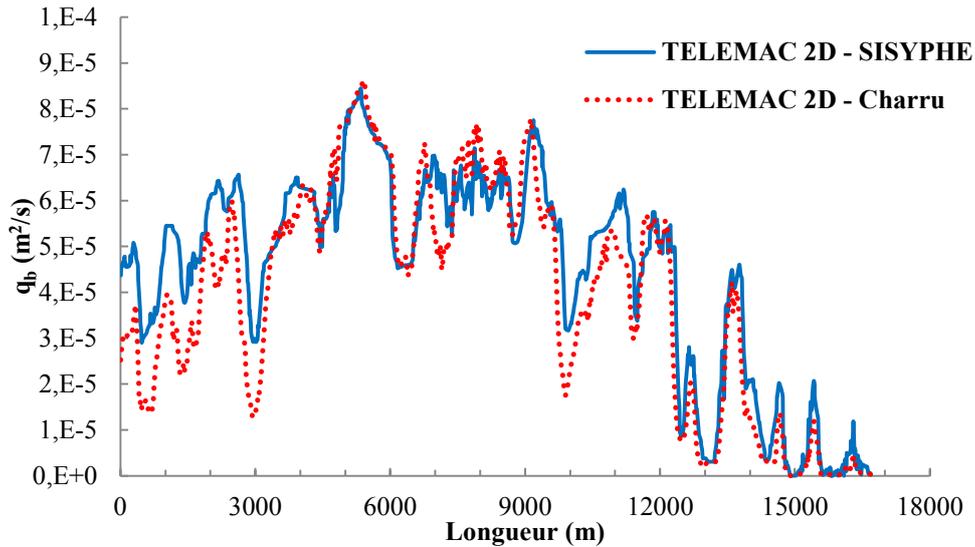


Figure 3.48 : Évolution du taux de transport solide par charriage (q_b) par TELEMAC-Charru et TELEMAC-SISYPHE, station Slouguia, crue 2003

Les deux méthodes de calcul de transport solide par charriage donnent des résultats semblables avec un faible écart moyen de l'ordre de 12 %. À l'échelle des grains, les deux modèles testés donnent des estimations comparables des quantités de sédiments charriés par la Medjerda pour la crue de janvier 2003. Enfin, il est à signaler qu'en absence des mesures de la capacité des sédiments de fond, il est difficile de vérifier l'applicabilité de ces approches à grandes échelles (bassin versant de la Medjerda). Des mesures au niveau de l'Oued Medjerda moyennant des outils de hautes précisions sont indispensables afin d'améliorer la prédiction de ces modèles.

❖ *Corrélation entre les taux de charriage calculé par les deux méthodes*

La dernière partie est consacrée à l'étude des corrélations entre les résultats obtenus par les deux méthodes. Le but de visualiser le degré de corrélation entre ces deux approches conçues pour le calcul du transport solide par charriage sur le bassin de la Medjerda. La Figure 3.49 présente la corrélation des résultats obtenus.

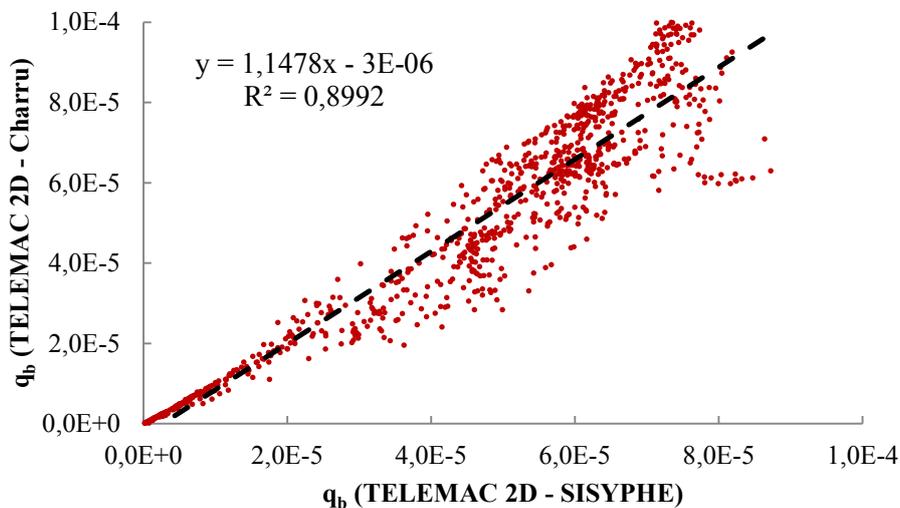


Figure 3.49 : Comparaison de la capacité des sédiments charriés calculée par deux méthodes

L'analyse des résultats montre une bonne corrélation entre le taux des sédiments simulés par les deux modèles, le coefficient de corrélation calculé est proche de 1. Les quantités de sédiments transportés dépendent beaucoup des débits liquides. Les périodes de crues sont les plus propices au transport de matériaux, plus ce débit est important plus les quantités de sédiments transportés sera important. En effet, l'analyse de l'historique des crues de la Medjerda montre que suite à la mise en service du barrage Sidi Salem, les débits et les volumes transités diminuent nettement. En effet, les variations interannuelles des volumes solides transités sont très importantes et le transport solide est toujours concentré sur quelques jours dans l'année.

5.5. Conclusions

La modélisation des processus de transport des sédiments est une des tâches les plus importantes en hydraulique fluviale. Dans ce contexte, des modèles hydro-sédimentaires 1D et 2D couvrant à la fois l'hydrodynamique de la Medjerda et le transport de sédiments associé sont proposés. L'analyse des résultats montre que le problème du transport de sédiments est directement lié aux évolutions morphologiques de la Medjerda, qui est étroitement liée au problème des inondations. Ce travail, permet de mettre en clair les quantités importantes de sédiments transportés en période de crue, provoquant ainsi des changements significatifs dans la géomorphologie de la Medjerda.

La dernière partie de ce travail a été consacrée pour l'étude de transport sédimentaire par charriage sur le bassin de la Medjerda. Une nouvelle approche basée sur un modèle d'érosion-déposition de Charru (2006) a été utilisée. Les résultats obtenus sont satisfaisants par rapport aux résultats simulés par d'autres méthodes classiques de quantification de charge de fond en rivière. Toutefois, des mesures des sédiments transportés par charriage au niveau de l'Oued Medjerda moyennant des outils de hautes précisions sont indispensables afin d'améliorer la prédiction de ces modèles. Enfin, il est à souligner qu'en modélisation numérique, les sources d'erreurs sont multiples. Les écarts trouvés entre les résultats obtenus peuvent être justifiés par les données manquantes, le manque de précision de mesure, etc. Plusieurs facteurs notamment la variation de la rugosité du fond et des berges, les hypothèses de simplifications (négliger l'apport de certains affluents) contribuent certainement à des erreurs de calcul.

Conclusions générales

➤ Conclusions

La modélisation des crues et du transport sédimentaire constitue une interface entre la réalité complexe de la dynamique des rivières et les simulations numériques. Cette approche couplée de l'hydrodynamique et du transport des sédiments s'avère utile pour l'étude de la dynamique sédimentaire des rivières lors des crues. De nos jours, la simulation numérique représente le meilleur outil disponible pour la compréhension et la visualisation des mécanismes responsable à l'évolution morphologique des rivières. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre étude sur la simulation des crues et du transport sédimentaire de la Medjerda. Une première partie de ce travail s'est rapportée à l'analyse des différents modèles hydrauliques servant à décrire la propagation de l'onde de crue dans les rivières. Le phénomène du transport sédimentaire au niveau des rivières est ensuite étudié à travers la présentation de quelques notions de base du transport solide ainsi que les différents modèles développés dans la littérature. À l'issue de cette étude, une nouvelle approche de calcul du transport solide par charriage pouvant répondre à notre problématique est proposée.

La deuxième partie de ce travail est consacrée à l'étude du transport sédimentaire par charriage pour des expériences de laboratoires. Plusieurs simulations numériques avec divers modèles empiriques classiques dans la quantification du transport sédimentaire ont été effectuées. Ensuite, une analyse comparative entre les résultats simulés et les données in-vitro issues de la littérature a été menée. Le but est de vérifier la fiabilité de ces formules dans la prédiction des taux des sédiments transportés. Par ailleurs, les résultats obtenus montrent qu'à l'échelle des grains, le modèle récent de Lajeunesse et al. (2010) donne des résultats convenables par comparaison aux autres modèles, et que la capacité du transport solide par charriage dépend fortement du diamètre des particules. Enfin, pour l'étude expérimentale de l'évolution d'une couche de sable fin au fond d'un canal, le traitement des résultats expérimentaux montre que l'évolution de la géométrie des canaux dépend fortement de la granulométrie des sédiments et des paramètres hydrauliques imposés. Par ailleurs, l'analyse comparative des résultats numériques avec les données expérimentales montre que la nouvelle approche de Charru (2006) donne globalement des résultats satisfaisants. Toutefois, la présence de deux seuils et l'apparition du ressaut hydraulique a influencé les calculs numériques. Il faut signaler aussi que notre installation expérimentale (INAT) manque des outils de mesures sophistiqués des paramètres hydraulique ainsi que du transport solide. L'absence de ces données reste un obstacle à franchir pour améliorer les prédictions de ces modèles numériques.

La dernière partie de ce travail porte sur la modélisation des crues et du transport sédimentaire associé sur le bassin de la Medjerda. Une description détaillée de la moyenne vallée de la Medjerda comprise entre les deux barrages Sidi Salem et Laâroussia est présentée avec les caractéristiques hydrologiques et topographiques de la zone, l'historique des crues survenues au niveau du bassin versant de la Medjerda, ainsi que les différents ouvrages hydrauliques existants. Le bassin de la Medjerda est très hétérogène, le climat, le relief, les sols, et la végétation font de chaque sous bassin un cas particulier qui nécessiterait une étude hydrodynamique. La zone d'étude présente un relief non accentué, il s'agit d'une zone plate, en particulier au niveau du lit majeur de la rivière.

Des simulations hydrauliques 1D et 2D ont été réalisées dans le but de visualiser le comportement de la Medjerda en période de crue. Dans un premier temps, deux simulations unidimensionnelles à l'aide de HEC RAS et MIKE 11 pour la crue de janvier 2003 et la crue de février 2012 sont réalisées. Le modèle 1D élaboré permet d'avoir une première visualisation de l'étendue de la crue, et du comportement de la ligne d'eau sur la moyenne vallée de la Medjerda. Les résultats obtenus se rapportant aux différentes crues sont encourageants. Dans un second temps, une modélisation hydraulique bidimensionnelle via le code TELEMAC 2D permet de visualiser l'évolution des différents paramètres hydrauliques dans l'espace lors de la crue de janvier 2003. L'analyse comparative de deux types de modélisations 1D et 2D, a montré que les modèles 1D (HEC RAS et MIKE 11) peuvent également être utilisés dans le cadre des projets à grandes échelles (les longs cours d'eau) ne nécessitant pas beaucoup de précision au niveau du lit majeur. Alors que les modèles 2D (TELEMAC 2D) nécessitent un traitement fin des données et une attention toute particulière lors de l'établissement du maillage. Ce type de modèle permet une description globale des écoulements et un calcul local des hauteurs d'eau, et des champs de vitesses longitudinales et transversales. Certes les modèles 2D corrigent le problème de manque de précision des modèles 1D, mais consomment beaucoup plus de temps de calcul et nécessitent plus de données pour leurs mise en œuvre. Enfin, la modélisation hydraulique est un travail fastidieux car il nécessite la collecte d'une grande base de données. D'un autre côté, la Medjerda présente de multiples contraintes de modélisation, car le réseau hydrographique présente plusieurs méandres avec des pentes très faibles (terrain plat), et des rugosités élevées.

La deuxième partie est dédiée à quantification du transport sédimentaire au niveau de la Medjerda qui touche principalement l'évolution morphologique de la rivière. Des simulations numériques unidimensionnelles et bidimensionnelles ont été réalisées afin de déterminer les quantités de sédiments transportés par l'Oued Medjerda lors de la crue débordante de janvier 2003, et de prévoir leurs effets sur les changements morphologiques correspondants. La première modélisation unidimensionnelle de transport sédimentaire, nous a permis d'avoir une description quantitative à l'échelle des profils en travers de l'évolution des taux de sédiments transportés en période de crue. Dans un second temps, une modélisation bidimensionnelle du processus de transport solide est réalisée via le code SISYPHE couplé avec TELEMAC 2D. L'analyse des résultats montre qu'en période de crue la Medjerda transporte des quantités importantes de sédiment (133 g/l), ces sédiments sont transportés en suspension et par charriage. Pour la crue de 2003, 80 % des matériaux sont transportés en suspension. L'analyse comparative des modélisations 1D et 2D de calcul de transport sédimentaire montre que les modèles 1D sont plus recommandés pour les projets à grandes échelles, et pour les études pluriannuelles des évolutions géomorphologiques des rivières (jusqu'à 100 ans). Cependant les modèles 2D sont suggérés pour des calculs de haute précision pour la prévision du taux de transport des sédiments. Ces modèles 2D fournissent une description complète des taux d'érosion et de déposition au niveau des berges et du fond de la rivière.

Dans un dernier temps, notre étude a porté sur l'application d'une nouvelle approche de calcul de transport sédimentaire par charriage en se basant sur le modèle d'érosion-déposition de Charru (2006). L'analyse des résultats nous a permis d'expliquer de nombreux problèmes rencontrés au niveau de la Medjerda. En effet, l'absence de mesures de la charge de fond, représente actuellement un obstacle au progrès dans la connaissance scientifique et opérationnelle des processus de transport solide par charriage. Plusieurs études ont été lancées pour trouver une méthode originale de mesure de la charge de fond ; cependant de telles méthodes ne sont pas disponibles actuellement.

La variabilité des résultats obtenus dépend en grande partie des hypothèses adoptées, du choix des modèles utilisés, et beaucoup plus de la qualité des données disponibles. La précision des modèles de transport solide reste encore bien en delà de celle des calculs hydrodynamiques, en raison principalement de l'incertitude même des formules de transport solide et de leur méthodologie d'utilisation. Pour conclure, la présente contribution nous a permis de souligner les effets du barrage Sidi Salem qui limite l'évolution morphologique de la rivière. Le barrage Sidi Salem reçoit la plus grande partie des sédiments amenés des bassins versants situés en amont, et les taux de dénudation ont été estimés à 0,2 mm/an (Nippon, 2009). Selon plusieurs sources, l'Oued Medjerda a une tendance de sédimentation supérieure à l'affouillement. Ainsi, ces dépôts produisent une baisse de la capacité de débit, considérée comme un des problèmes majeurs du bassin versant de la Medjerda. Enfin, il est à souligner aussi que les problèmes rencontrés au niveau de l'Oued Medjerda proviennent en quelque sorte du comportement incivique de certains citoyens qui consiste à déverser les détritiques et gravas dans l'Oued, ceci contribue directement à la modification de la géométrie de l'Oued.

Pour maintenir un débit prévisible, des travaux d'aménagement de l'Oued Medjerda sont indispensables. Dans ce contexte, des travaux de curage du lit et des berges de l'Oued sont en cours d'exécution par le ministère de l'Agriculture et des Ressources hydrauliques en Tunisie. En perspective, une étude dans le cadre de la protection de la ville de Boussalem est encore de réalisation. Des simulations préliminaires ont été initiées afin de visualiser l'effet des travaux de curage sur la variation du débit de crue (voir perspective).

➤ **Perspective**

En perspective à ce travail des prolongements des simulations numériques préliminaires que nous avons effectuées en liaison avec les récents travaux d'aménagements (2015), en particuliers les travaux de curage, d'un tronçon de la Medjerda, seront effectués. En effet les inondations répétitives dans la ville de Boussalem de gouvernorat Jendouba (en amont du barrage Sidi Salem) provoquent de nombreux dégâts avec de graves conséquences, tant au niveau humain qu'au niveau socio-économique en général. Dans le cadre des travaux d'aménagement pour la protection contre les inondations sur le bassin versant de la Medjerda, des travaux de curage de l'Oued Medjerda et de certains de ses affluents, en particulier Oued Bouhertma, ont été réalisés au cours de l'année 2015. Faisant suite à ces travaux, des simulations numériques, avec les deux codes de calculs unidimensionnels MIKE 11 et HEC RAS pour visualiser le comportement de la ligne d'eau avant et après curage au niveau de la zone de Boussalem (comprenant la partie curée de longueur 0.6 km à Douar Mastour), sont réalisées. Ces simulations préliminaires avaient pour objectif de prévoir les améliorations apportées par ces travaux, et notamment leur impacts dans la protection des inondations de la ville de Boussalem. Ci-après, une brève description de la zone d'étude et une présentation de quelques résultats de ces simulations.

La ville de Boussalem est située au Nord-Ouest de la Tunisie au gouvernorat de Jendouba. Elle s'éloigne 130 km de la capitale Tunis et 21 km de la ville de Jendouba, elle se trouve dans la plaine alluviale de la haute vallée de l'Oued Medjerda (Gharbi and Soualmia, 2012b).

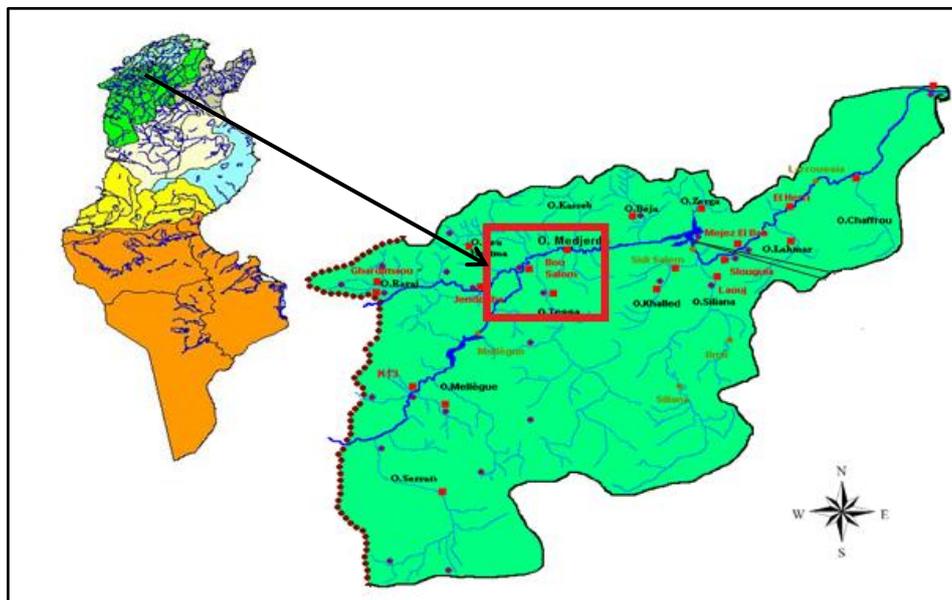


Figure 3.50 : Localisation du bassin versant de la Medjerda (Gharbi, 2011)

Les travaux de curage ont concerné le tronçon principal de l'Oued Medjerda (comprenant la partie curée de longueur 0,6 km à Douar Mastour), ainsi que l'affluent Oued Bouhertma sur une longueur de 1,4 km. La Figure 4.2 présente la carte de localisation des travaux de curage dans l'Oued Medjerda en 2015.

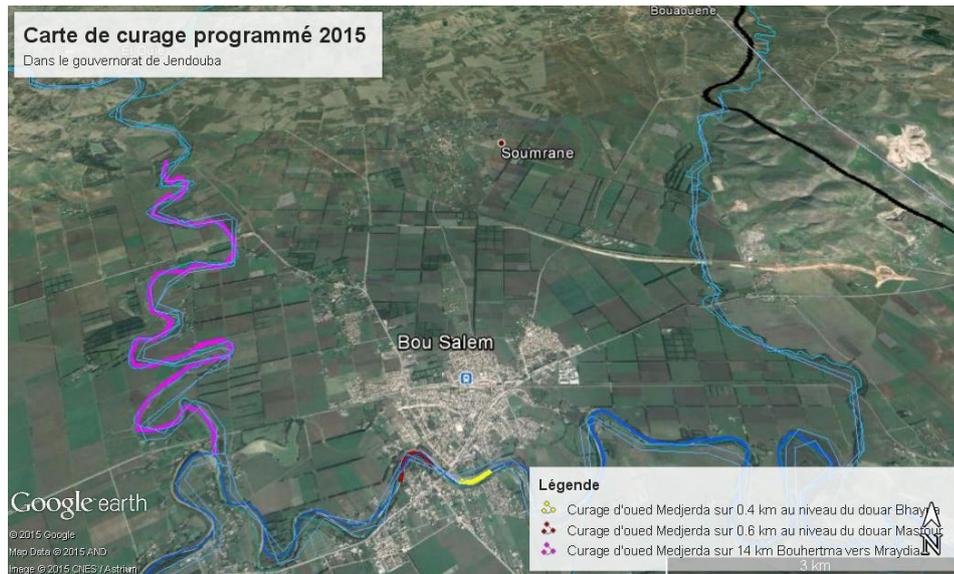


Figure 3.51 : Localisation des zones de curage (2015)

Les travaux de curage ont concerné trois zones comme présentées sur la Figure 4.2. Les zones de curage sont réparties comme suit :

- Un curage de l’Oued Medjerda sur 0.4 km au niveau du douar Bhayer
- Un curage de l’Oued Medjerda sur 0,6 km au niveau du douar Mastour
- Un curage de l’affluent Oued Bouhertma sur 1.4 km vers Mraydia

Pour la simulation des débits de crue au niveau de la ville de Boussalem, des simulations hydrauliques avec les deux logiciels MIKE 11 et HEC RAS ont été effectuées dans le but de calculer l’évolution de la hauteur d’eau dans l’Oued pour différents débits. Ci-dessous une section transversale traversée par un débit égale à $400 \text{ m}^3/\text{s}$ avant curage et après curage des sections en travers.

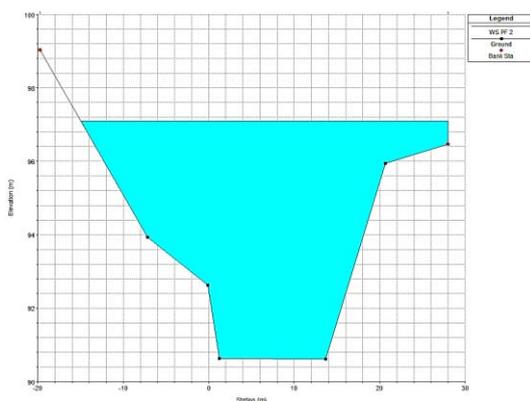


Figure 3.52 : Section transversale avant curage pour le débit de $350 \text{ m}^3/\text{s}$

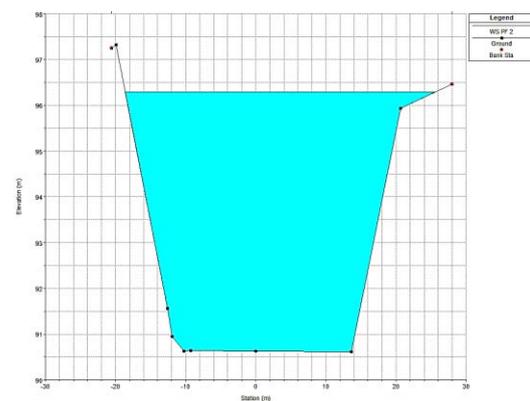


Figure 3.53 : Section transversale après curage pour le débit de $350 \text{ m}^3/\text{s}$

Les simulations montrent que, dans cette section, le débit de $350 \text{ m}^3/\text{s}$ provoque un débordement de 1m dans la situation avant curage ; alors qu’après curage le débordement ne s’observe pas.

La Figure ci-dessous présente l'évolution de la ligne d'eau avant et après calage tout le long du tronçon étudié.

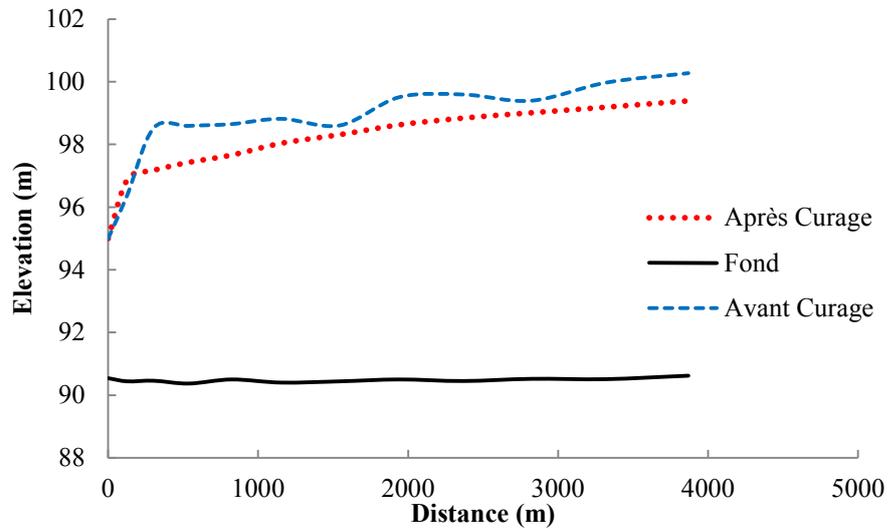


Figure 3.54 : Profil en long de la ligne d'eau avant et après curage pour un débit $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$

Le profil en long de la ligne d'eau pour trois débits différents montre bien qu'avec le débit $350 \text{ m}^3/\text{s}$ on a presque débordement, que le débit $400 \text{ m}^3/\text{s}$ provoque un début de débordement. Le calcul de l'écart moyen nous permet de conclure que la hauteur d'eau a baissé de $0,85 \text{ m}$ après curage.

Conclusion

D'après ces simulations préliminaires, les travaux de curages des sections transversales ont augmenté le débit seuil provoquant le débordement de l'Oued en comparaison avec la situation avant curage. Ces travaux de curage ont permis de baisser la hauteur d'eau de 1 m dans l'Oued pour un débit de $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

1. Andreotti, B ; Fourriere, A ; Ould-Kaddour, F ; Murray, B ; Claudin, P. (2009). Size of giant aeolian dunes limited by the average depth of the atmospheric boundary layer nature. Vol. 45, (7), pp. 1120-1123.
2. Armstrong, L. (2003). Etude de l'érosion des berges et du transport de sédiments d'une micro-rivière à chenal droit Bank érosion and sédiment transport in a microscale straight river. Thèse de Doctorat. Université Paris 7, France.
3. Ashley, G. M (1990). Classification of large-scale subaqueous bedforms : a new-look at an old problem. Journal of sedimentary petrology. Vol 60, (1), pp. 160 – 172.
4. Abidi, S ; Hajji, O ; Habaieb, H. (2015). Application du modèle de Muskingum pour la prévision des crues de la Medjerda en Tunisie. International Journal of Innovation and Applied Studies, Vol. 10, (4), pp. 1277-1285.
5. Azizi, N. (2008). Caractérisation des sédiments et étude des mécanismes du transport solide en suspension de la Medjerda cas d'étude : tronçon Slouguia El Herri. Mémoire de mastère. Ecole supérieure des ingénieurs de l'équipement rural de Medjez El Beb.
6. Bagnold, R. A. (1966). An approach to the sediment transport problem from general physics. U.S. Geol. Vol 1 : 422-1.
7. Balayn, P. (2001). Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues, thèse de doctorat, université Claude Bernard-Lyon1, France, pp.40-50
8. Bargaoui, Z ; Dakhlaoui, H ; Houcine, A. (2008). Modélisation pluie-débit et classification hydroclimatique, Revue des sciences de l'eau. Journal of Water Science, Vol 21, (2), pp. 233-245.
9. Bathurst, J. C ; Benson, I. A ; Valentine E. M ; Nalluri, C. (2002). Overbank sediment deposition patterns for straight and meandering flume channels Earth Surface Processes and Landforms. Vol 27, pp. 659-665.
10. Beauchamp, J. (2006). les dépôts continentaux, Eau et Environnement, Université de Picardie Jules Verne, France.
11. Belleudy, P. (2001). Le transport solide en rivière : lacunes de connaissance et besoins méthodologiques. Mémoire de recherche. Institut National Polytechnique de Grenoble.
12. Belleudy, P ; Frey, P ; Moreau, R. (2013). Dunes, antidunes et charriage dans les rivières. Grenoble Sciences. L'air et l'eau, René Moreau.
13. Ben Hassine, H ; Rejeb, M. (2003). Les crues exceptionnelles de janvier et février 2003 du bassin limité par le barrage Sidi Salem et le barrage Larroussia. Direction Générale des Ressources en Eau.
14. Ben Mammou, A ; Louati, M H. (2007). Évolution temporelle de l'envasement des retenues de barrages de Tunisie ». Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science. Vol 20, (2), pp. 201-210.
15. Ben Mammou, A. (1998). Barrage Nebeur, Sidi Salem, Sidi Saad et Sidi Boubaker. Quantification, étude sédimentologique, géotechnique des sédiments piégés, apport des images satellitaires, thèse de doctorat, Tunisie.
16. Bennis, A.C. (2008). Etude de quelques modèles de turbulence pour Etude de quelques modèles de turbulence pour l'océanographie. Université de Rennes, France.

Références bibliographiques

17. Best, J. (2005). The fluid dynamics of river dunes : a review and some future research directions. » *Journal of Geophysical Research*, vol 110, pp. 1-18.
18. Bigillon, F. (2001). Etude du mouvement bidimensionnel d'une particule dans un courant d'eau sur forte pente. Thèse. Université Grenoble 1 – Joseph Fourier
19. Bigot, S ; Rome, S. (2012). Les climats régionaux : observation et modélisation. XXVème colloque de l'association internationale de climatologie.
20. Bijker, E.W (1971). Longshore transport computations. *Journal of the waterways, harbors and Coastal Engineering Division, ASCE*, No WW4, pp. 687-701.
21. Brownlie, W. R. (1981). Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels, Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, California, USA, pp.232
22. Braud, S ; Alber, A (2013). Synthèses des connaissances et proposition d'une méthode d'évaluation de l'impact des ouvrages transversaux sur la continuité sédimentaire des cours d'eau. Impact des ouvrages transversaux sur la continuité sédimentaire des cours d'eau (DREAL).
23. Camenen, B ; Magnus, L. (2006). Transport solide en suspension sous une interaction houle-courant, IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier : 12-14.
24. Camenen, B ; Larson, M. (2007). Predictive formulas for breaker depth index and breaker type, *Journal of Coastal Research*, 234 : pp.1028-1041.
25. CETMF. (2001). Hydraulique des cours d'eau : la théorie et sa mise en pratique. Centre d'études techniques maritimes et fluviales. Département voies navigables et eau groupe hydraulique fluviale.
26. Chaput-Desrochers, L. (2013). Caractéristiques des structures turbulentes de l'écoulement et du transport en charge de fond en rivière à lit de graviers lors de la montée d'une crue. Mastere en Géographie Géomorphologie Fluviale. Université de Montréal.
27. Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*, » Butterworth-Heinemann. Vol 2, pp. 3-8.
28. Charru, F ; Bruno, A, Claudin, Ph. (2013). Sand Ripples and Dunes, *Annual Review of Fluid Mechanics*. Vol 45, (1), pp. 469-493.
29. Charru, F. (2007). Instabilités hydrodynamiques. Livre CNRS Edition 1, pp.469-493.
30. Charru, F. (2006). Selection of the ripple length on a granular bed sheared by a liquid flow. *Journal Physics of Fluids*. Vol. 18, pp. 121508-1.
31. Charru, F ; Mouilleron, H ; Eiff, O. (2004). Erosion and deposition of particles on a bed sheared by a viscous flow. *Journal of Fluid Mechanic*, 519, pp.55 – 80.
32. Cheng, N. S; Chiew, Y. M. (1998). Pick-up probability for sediment entrainment. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 124(2), 232-235.
33. Church, M. A ; McLean, D. G ; Wolcott, J. F. (1987). River bed gravels : Sampling and analysis, in *Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers*, edited by C. R. Thorne, J. C. Bathurst, and R. D. Hey, pp. 43 – 88, John Wiley, New York,
34. Claude, J; Francillon, G ; Loyer, J. Y. (1977). Les alluvions déposées par l'Oued Medjerda lors de la crue exceptionnelle de mars 1973. Office de la recherche scientifique et technique outre-Mer (ORSTOM), *Hydrol.*, vol. 16, N°1, pp. 1-73.

Références bibliographiques

35. Colombini, M; & Stocchino, A. (2011). Ripples and Dunes, *Journal of Fluid Mechanics*. Vol 673, pp. 121-131.
36. CRDG. (2009). La rivière, un milieu vivant à respecter, publications (CRDG). Fiche rivière. Contrat de rivière Dyle-Gette, pp.1-14.
37. Cruette, J (1968). OTE sur l'estimation de la salinité de la Medjerda à Sidi Salem, ORSTOM, Section Hydrologie.
38. Cunge, J.A; Rahuel, J.L; Belleudy, P. (1986). Mathematical modelling software for river management: Carima and Condor systems. *Adv. Eng Software*, Vol 8, pp.1-636.
39. Daoud, A; Jemmali, K; Goguel, B; Leclerc, S. (2009). Couplage d'un évacuateur vanne avec une tranche de laminage, cas du barrage Sidi Salem en Tunisie, Colloque CFBR-SHF: «Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues», Lyon, France.
40. Degoutte, G. (2001). Aide-mémoire d'hydraulique à surface libre. Cours à L'Institut des sciences et industries du vivant et de l'environnement, AgroParisTech, France
41. De Linares, M. (2007). modélisation numérique bidimensionnelle du transport solide et de la dynamique fluviale. Validation sur deux sites en Loire et sur l'arc. Thèse. Université Joseph Fourier - Grenoble.
42. Detrembleur, S; Dewals, B.J; Archambeau, P; Erpicum, S; Piroton, M. (2008). Modélisation numérique et gestion du risque inondation en milieu urbain sur base de modèles topographiques à haute résolution. 3e journées doctorales en hydrologie urbaine, France.
43. Dey, S; Debnath, K. (2001). "Sediment Pickup on Streamwise Sloping Beds." *J. Irrig. Drain Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9437(2001)127:1(39), 39-43
44. Diplas, P; Parker, G. (1985). Pollution of gravel spawning grounds due to fine sediment, Anthony Falls Lab., University of Minn., Minneapolis.
45. DHI. (2004). MIKE 11 A Modelling System for Rivers and Channels Reference Manual. DHI Software Licence Agreement.
46. DGRE. (2004). Crues et inondations dans le bassin versant de la moyenne vallée de Medjerda.
47. Djebbi, M. (2012). Delineation of the Flood Prone Zones along the Medjerda River Downstream of Sidi Salem Dam in Tunisia. *Journal of Sustainable Watershed Science and Manageme*. Vol 2, pp.46-52.
48. Drault-Pezard, C. (2010). Les systèmes d'alerte des crues : Prévision des crues et des inondations : quels systemes pour quelles applications. *L'eau, l'inditruie, les nuisances N° 336*. pp. 1-7.
49. Dreano, J. (2009). Dynamique et morphologie de dépôts sédimentaires en chenal expérimental. Université De Rennes 1. Sciences de la Terre Ecole doctorale Sciences de la Matière. Institut de Physique de Rennes U.F.R. Structure et Propriétés de la Matière.
50. Duboys, S. (1879). Le rhone et les rivieres à lit affoillable, *Ann. Ponts Chaussees*, Vol 5, (18), pp.141-195.
51. Einstein, H.A. (1950). The bed load functions for sediments transportation in the open channel flow. U.S. Dep. Agric. Washington. D.C: 1026: 70.

Références bibliographiques

52. Estupina Borrell, V; Chorda, J; Dartus, D. (2005). Prévission des crues éclair. Institut de Mécanique des Fluides, Toulouse, France Géosciences de surface (Hydrologie-Hydrogéologie), Science direct. Vol 337, (13), pp.109-1119.
53. Estupina, B. V; Dartus, D; Alquier, M. (2003). Modélisation de la genèse et de la propagation des crues éclair. In : Groupe de travail mixte PATOM-PNRH - Atelier sur le couplage des modèles atmosphériques et hydrologiques, Toulouse, France.
54. Engelund, F; Fredsoe, J. (1976). A sediment transport model for straight alluvial channels, Nord. Hydrol. Vol 75, pp.293 – 306.
55. Engelund, F; Hansen, E. (1967). A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams, Teknisk Vorleg, Copenhagen, Denmark, pp. 62.
56. Fernandez-Luque, R ; Van Beek, R. (1976). Erosion and transport of bed-load sediment, Journal of Hydraulic Resarch. Vol 14, pp.127-144.
57. Fdhila M K. (2006). Etude de la dynamique Fluviale de la Medjerda en période de Crue et Elaboration des cartes d'inondation. Mémoire de Mastère HAAR, INAT, 119p.
58. Forst, C. (2010). La dynamique fluviale, à l'origine de la biodiversité et du bon état écologique. Hydromorphologie. ONEMA. pp. 1-6.
59. Frey, P. (2008). Transport solide par charriage à différentes échelles. Application aux cours d'eau de montagne. Mémoire H.D.R. CEMAGREF. Domaine universitaire, Saint-Martin-d'Hères.
60. Frey, P. (1991). Étude expérimentale et simulation numérique du transport turbulent de particules solides dans un décanteur. Thèse de doctorat. Ecole centrale de Lyon.
61. Frijlink, H.C. (1952). Discussion des formules de debit Solide de kalinske, Einstein, et Myer-Peter et Müller compte tenue de mesures recentes de transport dans les rivières Neerlandaises, 2^{ème} Journal Hydraulic ,Soc, Hydraulic de France, Grenoble, pp.98-103.
62. Ghorbel, A. (1996). Dynamique fluviale de la Medjerda- analyse et interprétation des mesures des lâchers du barrage Sidi salem. Direction Générale des Ressources en Eau.
63. Garcia, M. H. (2007). Sedimentation engineering: processes, management, modeling, and practice, prepared by the ASCE, Task Committee for the Preparation of the manual, on Sedimentation of the Sedimentation Committee of the Hydraulics Division.
64. Gary, W. Brunner (2010). HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center.
65. Ghanmi, M; Vila, J. M; Ben Youssef, M; Bouhlel, S; Kamoun, F. (1999). Place du « glacier de sel » sous-marin résiduel tunisien de la Koudiat Sidi Nord-Ouest tunsien, dans le contexte halocinétique de la transversale des confins algéro-tunsiens NE du Maghreb, comparé à celui de la marge passive de Louisiane, Bull Soc Hist Nat Toulouse : 135 : pp.21-31.
66. Gharbi M., Soualmia A., Dartus D., Masbernati L. (2016). Floods effects on rivers morphological changes application to the Medjerda River in Tunisia. Journal of Hydrology and Hydromechanics. Vol. 64, No. 1, pp. 56 - 66.
67. Gharbi, M., Soualmia A., Dartus D., Masbernati L. A. (2014 a). Comparative Analysis of Lajeunesse Model with other Used Bed Load Models - Effects on River Morphological Changes. Journal of Water Resources and Ocean Science. Vol. 3, No. 5, pp. 61-68.

Références bibliographiques

68. Gharbi, M., Soulamia A., Dartus D., Masbernat L. (2014b). Analysis of morphological changes in rivers, International Conference on Fluvial Hydraulics: River Flow, Lausanne, Switzerland, pp.1315-1321.
69. Gharbi, M., Soulamia A., Dartus D., Masbernat L. (2014c). The effects of Sediment Transport on River Morphology. International Conference on Mechanics and Energy, ICME'2014, March 18-20, Monastir, TUNISIA, 2014, pp. 1-5.
70. Gharbi, M, Soulamia A. (2013a). Modélisation de la prévision des crues éclair au niveau du bassin versant de la Medjerda, Revue de Mécanique Appliquée et Théorique, Vol. 2, No. 6, pp. 585-595.
71. Gharbi, M., Soualmia A. (2013b). Prévision des crues éclair au niveau du bassin versant de la Medjerda, 11ème congrès de mécanique, Agadir. Maroc, 2013, vol.2, pp. 260-262.
72. Gharbi, M., Soualmia A. (2012a). Simulations des crues éclair au niveau de la haute vallée de la Medjerda, Deuxième Congrès Tunisien de Mécanique COTUME 2012 Sousse, Tunisie, 2012, pp.42-48.
73. Gharbi, M., Soualmia A. (2012b). Simulation des crues éclair au niveau du bassin versant de la Medjerda (Boussalem). 3èmes Forum de l'eau : Vers une gestion participative des ressources en eau, Djerba, Tunisie. 2012.
74. Gharbi, M. (2011). Simulations des crues éclair au niveau du bassin versant de la Medjerda (Boussalem). Mémoire de mastère. Institut National Agronomique De Tunisie
75. Graf, W. H; Altinakar, M. S. (1993). Hydraulique fluviale : écoulement permanent uniforme et non uniforme, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 259.
76. Graf, W; Altinakar M. S. (1996). Hydraulique Fluviale: Ecoulement non Permanent et Phenomenes de Transport, Eyrolles, Paris.
77. Habaieb, H; Abidi, S; Hermassi, T. (2013). Essai de reconstitution et de prévision des crues aux stations principales de la Medjerda (Tunisie), Communication orale au 5ème colloque international sur les ressources en eau et le développement durable (CIRED), Algérie, pp.142-146.
78. Habaieb, H. (1992) Comparaison numérique des modèles de prévision des crues, application à des bassins versants Belge, Français et Tunisien, thèse de doctorat à l'INP de Toulouse – France.
79. Hammami, S. (2010). Hydrodynamique Fluviale de la Medjerda, Mémoire de Mastère Hydrodynamique et Modélisation des Environnements Côtiers (HMEC), ENIT, 13p.
80. Hassanzadeh, H; Faiznia, S; Shafai, B. M; Motamed, A. (2011). Estimate of Sediment Transport Rate at Karkheh River in Iran Using Selected Transport Formulas. World Applied Sciences Journal 13 2 : pp.376-384.
81. Hergault, V. (2011). Étude micro-structurelle du transport par charriage de mélanges bidisperses à forte pente. Thèse. Université de Grenoble.
82. Hervouet, J. M; Villaret, C. (2007). Simulation numérique des évolutions sédimentaires, importance d'une approche intégrée. VIII^{èmes} journées nationales Génie côtier Génie civil. Compiègne.
83. Hervouet, J. M. (2001). Hydrodynamique des écoulements a surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

Références bibliographiques

84. Hjulstrom, F. (1935). Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris. Bulletin of the Geological Institute University of Uppsala, 25, pp.221-527.
85. Holmes, R; Garcia, M H. (2002). Velocity and Sediment Concentration Measurements over Bedforms in Sand-Bed Rivers., in Proceedings of the American Society of Civil Engineers Hydraulic Measurements and Experimental Methods Conference : 1: pp.1-9.
86. Houssais, M. (2013). Étude expérimentale du transport en rivière par charriage d'un sédiment bimodal : vers un modèle général du transport à plusieurs tailles de grains. Geomorphology. Institut de physique du globe de paris - IPGP, 2013. French
87. Huybrechts, N; Villaret, C; Hervouet, J. M. (2010). Comparison between 2D and 3D modelling of sediment transport: application to the dune evolution. River Flow 2010 - Dittrich, Koll, Aberle & Geisenhainer.
88. HYCOS et Volta. (2007). Formation en hydrometrie Mesurage des flows – flow measurement à l'ADCP, Niamey, HYCOS, Institut de recherche pour le développement (IRD), France.
89. INAT. (2004). Etude des risques d'inondations sur l'Oued Medjerda : les crues de janvier-février 2003, la campagne topographique de juin 2003 et les périmètres inondes de janvier 2004.
90. Jaballah M. (2011). Modélisation du transport solide en suspension à l'aval du barrage Sidi Salem. Mémoire de Mastère. INAT. Tunisie.
91. Jia, Y; Wang, S.S.Y. (1999). Numerical model for channel flow and morphological change studies. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 125, (9), pp.924-933.
92. Jenniskens, M. J.J. (2001). Comparison of the sediment transport formulae according to Bijker and Van Rijn. Delft University of technology. Marine Science and Technology
93. Jordan, F. (2007). Modèle de prévision et de gestion des crues - Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue. Communication 29. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
94. Kakinoki, K; Takikawa, K; Yamada, F. (2006). Seasonal Changes of the Profile of Intertidal Flats, Journal of Coastal Research. Vol 39, pp.806-809.
95. Karim, M F; Kennedy, J. F; (1982). Alluvial: A Computer Based Flow and Sediment Routing Model for Alluvial Streams and its Application to the Missouri River » Iowa Institute of hydraulic Research, Report No.250, The University Iowa City, Iowa.
96. Kaupe, S; Geffray O. (2012). Valorisation des berges de Loire : Quelques Conseils. Conservatoire régional des rives de la Loire et de ses affluents, (CORELA). pp.1-39.
97. Kharroubi, O. (2013). Prévision des crues par modèle de réseau de neurones artificiels : application au bassin versant de l'Eure, thèse, Université Lille1, Sciences et Technologies. Vol 1, pp.1-211.
98. Khosronejad, A; Rennie, C. D; Salehi, S. A; Townsend R. D. (2007). 3D Numerical Modeling of Flow and Sediment Transport in Laboratory Channel Bends. Journal of Hydraulic Engineering. Vol 133, pp.1123-1134.
99. Lajeunesse, E; Malverti, L; Charru, F. (2010). Bed load transport in turbulent flow at the grain scale: Experiments and modeling. Journal of Geophysical Research: 115.
100. Lane, E. W. (1941). The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering. Proceedings, American Society of Civil Engineers.

Références bibliographiques

101. Lebdi, F. (2011). Water resources in the region of Jendouba (North West Tunisia) and the challenges of adaptation to climate change, Conference Documentation Water and Climate Change in the MENA-Region.
102. Lévêque E. (2015). De la turbulence universelle aux modèles de fermetures. Cours, Laboratoire de physique. Ecole normale supérieure de Lyon.
103. Lin, B. L; Falconer, R. A. (1996). Numerical modelling of threedimensional suspended sediment for estuarine and coastal waters. *Journal of Hydraulic Research*, Delft, The Netherlands: 344; pp.435 – 456.
104. Liu, Z. (2001). Sediment transport, steady uniform flow in open Channels. Laboratoire de l'hydraulique de l'Havneby Gning. Institut for Vand og Miljoteknologi
105. Lyn, D.A. (2003). *Sediment Transport in Open Channels*, CRC Press LLC, Purdue University.
106. Louati, M. H ; Deroo L; Abbas D. (2012). Protection contre les rues de la basse vallée de l'Oued Medjerda. *La Houille Blanche*, n°6, 2012, pp.17-25.
107. Mekni A. (2010). Evolution spatio-temporelle de la sédimentation de l'Oued Mejerda. Mémoire de Mastère. ESIER, Tunisie.
108. Meyer-Peter, E; Müller, R. (1948). Formulas for bed load transport, paper presented at 2nd Meeting of International Association for Hydraulic Research, Int. Assoc. for Hydraul. Res., Stockholm.
109. Malavoi J.R., Gadiollet P. (2008). Eléments d'élaboration d'un plan de gestion des alluvions de l'Azergues. Rapport Syndicat Mixte de Réaménagement de la Plaine des Chères et de l'Azergues.
110. Malavoi, J.R; Garnier, C.C; Landon, N; Recking, A; Baran, P. (2012). Elements de connaissance pour la gestion. Office national de l'eau et des milieux aquatiques (ONEMA).
111. Nezu, I; Rodi, W. (1986). Open-channel flow measurements with a laser doppler anemometer. *The Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 112, (5), pp.1-26.
112. Nino, Y; Garcia, M. (1994). Gravel saltation: 1. Experiments, *Water resources research*, 30: pp.1907 – 1914.
113. Nielsen, P; (1992). *Coastal bottom boundary layers and sediment transport*, World Scientific.
114. Nippon, K; Co. Ltd. (2009). L'étude sur la gestion intégrée du bassin axée sur la régulation des inondations sur le bassin de Medjerda en république Tunisienne. Rapport final volume III. Ministère de l'Agriculture et des Ressources hydrauliques, l'Agence Japonaise de Coopération Internationale – JICA.
115. Odgaard, A. J; Bergs, M. A. (1988). Flow processes in a curved alluvial channel. *Water Resources*. Vol 24, (1), pp.45-56.
116. Perumal, P.S; Smits, M; Spence, W; Srinivasan, V; Cardinali, D; Lowe, A. (2007). Dim light melatonin onset DLMO: a tool for the analysis of circadian phase in human sleep and chronobiological disorders. *Prog Neuropsychopharmacol Biol Psychiatry*. Vol 31, pp.1-11

Références bibliographiques

117. Papanicolaou, A; Elhakeem, M; Krallis, G; Prakash, S; and Edinger, J. (2008). Sediment Transport Modeling Review—Current and Future Developments. *Journal of hydraulic engineering*. Vol. 134, No. 1 : pp. 1-14
118. Paquier, A. (2002). Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint Venant. Mémoire de HDR. Université Claude Bernard Lyon 1.
119. Plecha, S; Silva P. A; Oliveira, A; Dias, J. M. (2011). Sediment transport modelling and morphological trends at a tidal inlet, sediment transport in aquatic environments. *Journal of coastal research*, Vol 64, pp.1155-1159
120. Radoane, M; Rădoane, N; Dumitriu, D. (2003). Geomorphological evolution of longitudinal river profiles in the Carpathians. *Journal of geomorphology*. Vol 50, (3), pp.293– 306.
121. Recking, A. (2013). An analysis of non-linearity effects on bedload prediction, *Journal of Geophysical Research - Earth Surface*. Vol 118, pp.1-18.
122. Recking, A; Frey, P; Paquier, A; Belleudy, P; Champagne, J. Y. (2008). Bedload transport flume experiments on steep slopes, *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 134, pp.1302-1310.
123. Recking, A; Frédéric, L; Christophe, P; Thomas, J. (2010). Evaluation des formules de transport solide en rivière avec prise en compte de l'échelle temporelle. Programme de recherche, CEMAGREF, Conseil général de l'Isère.
124. Recking, A. (2006). Étude expérimentale de l'influence du tri granulométrique sur le transport solide par charriage. Institut National Des Sciences Appliquées de Lyon Ecole Doctorale M.E.G.A Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique.
125. Ribberink, J. S. (1998). Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows. *Coastal Engineering*. Vol 34, pp.59-82.
126. Richard, S; Chorda, J; Larinier, M. (1999). Écoulements au-dessus de macro-rugosités artificielles constituées de plots. EDP Sciences
127. Rickenmann, D; Recking, A. (2011). Evaluation of flow resistance in gravel-bed Rivers through a large field dataset. *Water Resources Research*. Vol 47, pp 1-23.
128. Roche, P.A; Miquel, J; Gaume, E. (2012). Hydrologie quantitative, Processus, modèles et aide à la décision. Préface de G. de Marsily, membre de l'Académie des Sciences. Ingénierie et développement durable, springer.
129. Rodi, W. (1993). Turbulence models and their applications in hydraulics. 3rd Ed., IAHR Monograph, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
130. Rodier, J.A; Colombani, J; Claude, J; Kallel, R. (1981). Monographie hydrologique du bassin de Medjerda, ORSTOM, France.
131. Ruther, N; Olsen, N. R. B. (2005). Three dimensional modeling of sediment transport in a narrow 90° channel bend, *Journal of Hydraulic Engineering*, October 131: pp.917-920.
132. Sanchez, A; Wu, W. (2011). A Non-equilibrium sediment transport model for coastal inlets and navigation channels. *Journal of Coastal Research*. Vol 59, pp.39-48.
133. Schmitt, L; (2013). Les types de styles fluviaux - Evolution holocène des rivières. La Moselle ensauvagée - Université de Lorraine, Université Virtuelle Environnement & Développement durable.

Références bibliographiques

134. Sequeiros, O. E; Spinewine, B; Beaubouef, R. T; Sun, T; Garcia, M. H; Parker, G; (2010). Bed load transport and bed resistance associated with density and turbidity currents. *Journal of International Association of Sedimentologists, Sedimentology*. Vol 57, pp.1463-1490.
135. SIVT. (2013). Pourquoi intervenir sur les cours d'eau. Article du Syndicat Intercommunal de la Vallée du Thérain, les services de l'État dans le Cher.
136. Slimani, M; Cudennec, C; Feki, H. (2006). Analyse spatio-temporelle du gradient pluviométrique Tunisien, Conférence scientifique internationale, L'avenir des terres sèches, Changements hydrologiques en zones arides et semi-arides sous influences climatique et anthropique : cas du bassin Méditerranéen.
137. Shields, A. F. (1936). Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement, *Mitteilungen der preussischen versuchsanstalt fur wasserbau und schiffbau, Germany*. pp. 5-24.
138. Soulsby, R. (1997). Dynamics of marine sands a manual for practical applications. Thomas Telford Publications, UK.
139. Simons, D. B; Fuat, S. (1992). Sediment transport technology water and sediment dynamics, *Water resources publications U.S. Library of Congress Catalog Card Number: Chelsea, Michigan, U.S.A.*
140. Soualmia, A; Gharbi, M. (2013). Tests de simulations des crues éclair dans le bassin versant de la Medjerda (Tunisie), *journal scientifique libanais: 15 : 2 : pp.13-24.*
141. Struiksmas, N; Crosato, A. (1989). Analysis of a 2 D bed topography model for Rivers. In S. Ikeda and G. Parker eds., *River Meandering, Water Resour. Monograph 12: pp.153-180.*
142. Talbi, S. H; Soualmia, A; Gharbi, M. (2015). Etude de la dynamique fluviale et modélisation de la propagation de l'onde de crues au niveau de la Medjerda. *Revue Scientifique du Ministère de l'Équipement en Tunisie*, pp.4-16.
143. Talbi, S.H; Soualmia, A; Gharbi, M. (2013). Prévision des débits de crues de l'Oued Medjerda à la station de Boussalem Tunisie. *Congrès international sur les risques naturels et géomantiques Hammamet, Tunisie.*
144. Tassi, P; Villaret, C. (2014). *Sisyph v6.3 User's Manual*. national hydraulics and environment laboratory. Numerical and physical modelling in river and coastal hydrodynamics.
145. Terfous A, Megnounif A, Bouanani, A. (2001). Etude du transport solide en suspension dans l'Oued Mouilah (Nord-Ouest Algérien). *Revue des sciences de l'eau*. Vol 14, (2), pp. 173-185.
146. Terfous A, Sabat, Ghenaïm A, Poulet J. B., S. Chiban. (2013). Prediction of suspended sediment concentrations in river flows. *21ème Congrès de Mécanique Bordeaux.*
147. Thibaul, M. (2014). Modélisation hydrodynamique couplée 1D-2D du delta intérieur du fleuve Niger. Thèse de Doctorat. Agricultural sciences.
148. Thual, O. (2008). Ondes de crues, *Hydraulique - Mécanique des fluides*. ENSEEIHT. Institut National Polytechnique de Toulouse, France.
149. Tsujimoto, T; Nakagawa, H. (1983). Stochastic analysis of irregular successive saltation ensemble set of saltations repeated by irregular repulsion on the bed.

Références bibliographiques

150. Tuijnder, A. P. (2010). Sand in short supply: modelling of bed forms, roughness and sediment transport in rivers under supply-limited conditions. Thesis. Engineering Technology (CTW).
151. Van Rijn, L. C. (1993). Principles of Sediment Transport in rivers, Estuaries and Coastal Seas Aqua Publications in Netherlands, pp.1-612.
152. Van Rijn, L. C. (1986). Mathematical modeling of suspended sediment in non-uniform flow. Journal of Hydraulic Engineering, Vol, 1126, pp.433 – 455.
153. Van Rijn, L. (1984). Sediment Transport, Part 1-2-3: Bed Load Transport, J. Hydraulic Eng. Vol 110, (10), pp.1431-1456.
154. Van Rijn, L. (1981). Sediment Pick-Up Functions. Journal of Hydraulic Engineering. Vol 110, (10), pp.1494-1502.
155. Vazquez, J; Dufresne, M. (2010). Modélisation 2D hydraulique et transport solide Modélisation 2D d'un bassin de décantation. Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.
156. Villaret, C. (2005). Sisyphé Realease 5.5, User manual. National hydraulics and environment laboratory EDF Report.
157. Villaret, V; Hervouet, J. M. (2006). Comparaison croisée de différentes approches pour le transport sédimentaire par charriage et suspension, Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement. IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier.
158. Wang, Z.Y. Lee J. H.W. Melching C. S. (2015). River dynamics and integrated river management. Environmental sciences. Springer-Verlag Berlin and Heidelberg.
159. Wang, S. S. S; Wu, W. (2004). River sedimentation and morphology modeling – The state of the art and future development. Proceedings of the Ninth International Symposium on River Sedimentation, Yichang, China
160. Wilcock, P. R; (2001). The flow, the bed, and the transport: Interaction in flume and field, in Fifth Gravel-Bed Rivers Workshop, edited by P. Mosley, pp. 183–209, N. Z. Hydrol. Soc., Christchurch,
161. Wong, M. (2003). Does the bedload equation of Meyer-Peter and Müller fit its own data, paper presented at 30th Congress of the International Association for Hydraulic Research, Int. Assoc. of Hydraul. Res., Thessaloniki, Greece.
162. Wu, W. (2002). Computational River Dynamics, Sediment laden drainage, Betsiboka River, Madagascar. Courtesy of NASA, National Aeronautics and Space Administration. Houston. USA. Taylor & Francis Group, London, UK.
163. Wu, W; Rodi, W; Wenka, T. (2000). 3D Numerical Modeling of Flow and sediment transport in open Channels. Journal of hydraulic engineering. Vol, 126, pp.4-15.
164. Yalin, M. S; Ferreira da Silva, A. M. (2001). Fluvial processes, IAHR monographs, International Association of Hydraulic Engineering and Research. Vol. 1, pp. 1-23.
165. Yalin, M. (1977). Mechanics of Sediment Transport, Pergamon, New York.
166. Yang, C. T. (2003). Sediment transport: Theory and Practice, McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering.

Références bibliographiques

167. Yacoubi, S; Zayani, K; Slatni, A; Playán, E. (2012). Assessing Sprinkler Irrigation Performance Using Field Evaluations at the Medjerda Lower Valley of Tunisia, Engineering. Vol. 4, pp.682-691
168. Zyserman, J. A; Fredsoe, J. (1994). Data analysis of bed concentration of suspended sediment. Journal of Hydraulic Engineering. Vol 120, (9), pp.1021-1042.

Annexe

1. Introduction

On a commencé à réfléchir une étude expérimentale au niveau des installations expérimentales du Laboratoire Sciences et Technologie de l'Eau (LSTE) de l'Institut National Agronomique de Tunisie (INAT). La poursuite et l'approfondissement seront réalisés dans le cadre de Post Doc. L'objectif est de visualiser l'évolution morphologique du fond d'un canal constitué de sable de la Medjerda sous l'effet d'un écoulement permanent uniforme à faible pente. On commence dans un premier temps par une description du dispositif expérimental. Dans un second temps, une présentation des outils de traitement des expériences est donnée.

2. Description des installations expérimentales

2.1. Installation expérimentale

Le dispositif expérimental est un canal rectangulaire de largeur 0.8 m, de longueur de 10 m et de hauteur 0.6 m ; les parois latérales sont en verre pour permettre l'observation de l'écoulement. La partie haute du canal est construite en tôle avec quelques fenêtres en verre, à travers lesquelles se font le remplissage et la vidange des sédiments.



Figure 4.1 : Présentation du grand canal de l'INAT

Le canal est inclinable avec une pente réglable, la pente varie entre 0 et 15 %, et le réglage de cette dernière se fait en variant la hauteur des supports. L'amont du canal est relié à un réservoir de capacité 4 m³, par l'intermédiaire de caoutchouc flexible, ce qui permet d'atteindre de fortes pentes. À l'intérieur de ce réservoir une grille à nid d'abeille, est placée horizontalement, elle joue le rôle d'un filtre et d'un tranquilisateur pour l'écoulement. Le canal déverse à l'aval dans un bassin d'une capacité de 9 m³. L'aval du canal peut être fermé (entièrement ou partiellement) par une vanne glissière pouvant permettre d'obtenir un écoulement en charge.

Le canal est alimenté par un circuit fermé constitué de trois pompes centrifuges approvisionnant un réservoir surélevé. La conduite d'amenée au canal est équipée d'un débitmètre électromagnétique permettant la mesure du débit. L'eau sera pompée à partir du

bac aval par ce groupe de trois électropompes, dont chacune produit un débit de 10 l/s vers le réservoir amont qui alimente le canal.

2.1.1. Moyens de mesure

- La mesure du débit se fait par un débitmètre électromagnétique branché au niveau de la conduite.
- Pour la prise de mesure des niveaux d'eau des essais, dix-sept piézomètres sont incorporés le long du canal au niveau de sa face inférieure. Les espacements entre les piézomètres sont de 0.5m.
- La mesure de la vitesse près de l'entrée et la sortie de la mèche, est réalisée par un micro-moulinet.

La Figure 5.2 présente un schéma simplifié du dispositif expérimental :

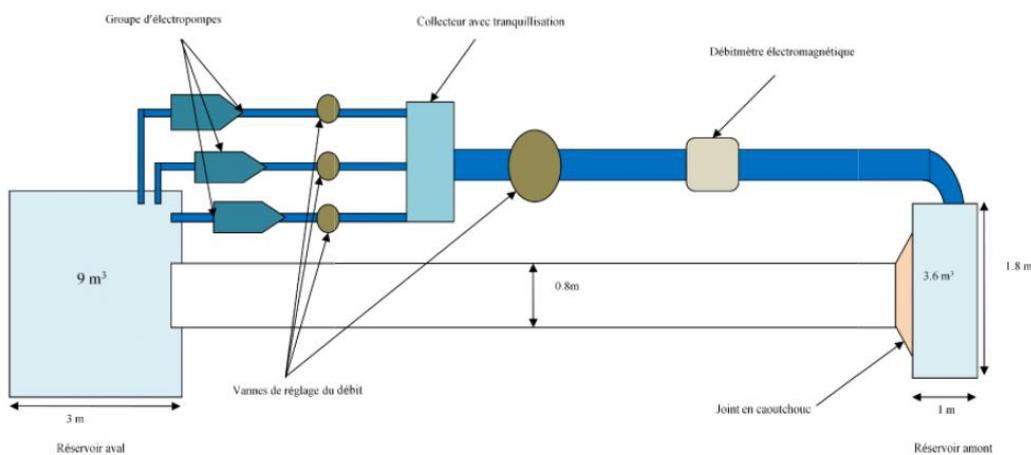


Figure 4.2 : Schéma du dispositif expérimental (vue de dessus)

2.2. Protocole expérimental

On compte réaliser un essai expérimental au niveau du grand canal de l'INAT (dans le cadre d'un Post Doc : pour des questions de temps, l'étude a commencé pendant la thèse mais elle n'est pas achevée). L'objectif est de visualiser l'évolution morphologique du fond d'un canal constitué de sable sous l'effet d'un écoulement permanent uniforme à faible pente. Une couche de sable fin de diamètre $D = 500 \mu\text{m}$ sera installée sur le fond au milieu du canal pour une longueur de 3m. Pour maintenir la couche de sable, on a installé 2 plaques de longueur 1 m et de hauteur 10 cm sur toute la largeur (Figure5). Le canal n'est pas alimenté en sédiment en amont (il n'y a pas d'injection de sédiments).

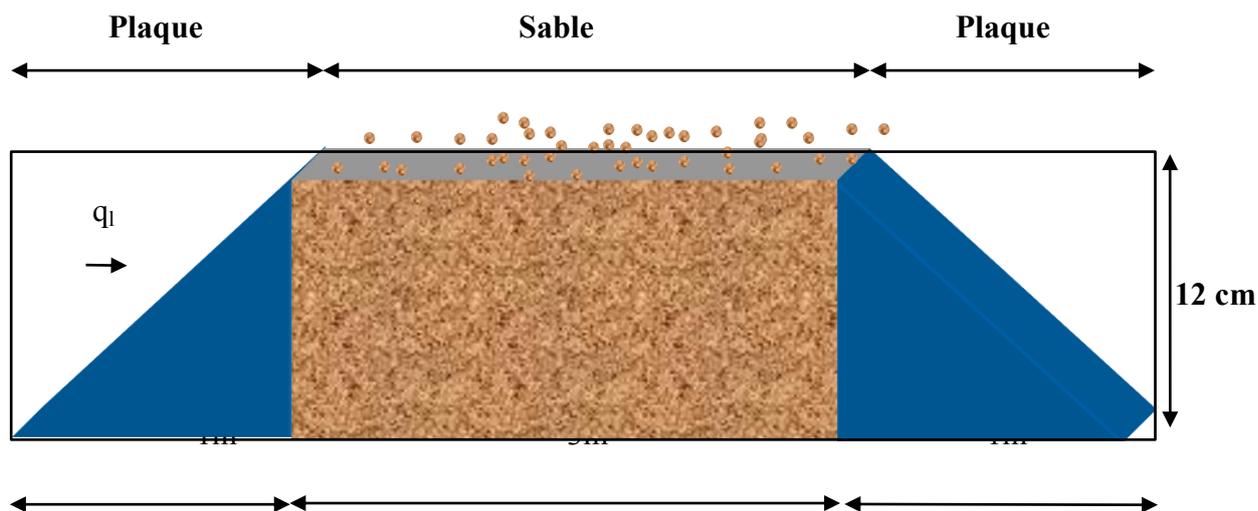


Figure 4.3 : Vue de côté du dispositif expérimental dans le grand canal de l'INAT

Les expériences consistent à suivre l'évolution du fond par la prise de séquences d'images par caméra rapide. Ces images vont servir à la détermination de l'évolution du fond le long du canal au cours du temps, ainsi que des quantités de sable transporté à différents instants, et des vitesses de déplacement des particules.

L'objectif de l'expérience est de modéliser les lois d'érosion et de dépôt à travers la résolution de l'équation d'Exner (122) lié au transport solide par charriage.

On va donc mesurer à différents instants le débit solide total à la sortie, ce qui permettra de mesurer la variation du fond sableux et le taux de transport solide total. On va donc calculer par l'équation d'Exner la variation dans le temps et dans l'espace des taux de dépôt et d'érosion. Pour les mesures de transport solide total, on va procéder par peser les quantités de sédiments récupérés en aval du canal toutes les 5 min.

On va prélever dans des seaux de 5 litres en aval du canal du mélange à plusieurs instants, par la suite les laisser reposer pour que les sédiments se décomptent au fond du seau. La mesure des sédiments transportés nécessite de filtrer un volume connu d'eau au moyen d'un filtre en papier qui capture les particules de sable. Ces particules sont ensuite séchées et pesées pour déterminer enfin la concentration en sédiment (g/l).

Pour l'évolution du fond d'un canal en particulier la couche de sable, on va suivre son évolution par la prise de séquences d'image par caméra rapide. Ces images vont servir dans un premier temps à la détermination de l'évolution du fond le long du canal au cours du temps et dans un second temps et à partir d'une étude comparative des images à différents instants, on peut déterminer donc le taux de transport solide total dans le canal, et aussi la vitesse de déplacement des particules.

Conclusion

Cette étude sera achevée et approfondie dans le cadre d'un Post Doc prévu.