

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA-BEJAIA



FACULTE DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

Mémoire de Magister

Présenté par :

AMIROUCHE Mokrane

Ingénieur d'État en Hydraulique urbaine

Thème

**Méthodologie de simulation du transport solide
via un code de calcul**

Jury :

<u>Président :</u>	M ^r . KERKAR. M	Professeur (U. Bejaia)
<u>Directeur de mémoire :</u>	M ^{elle} . BENMAMAR.S	Maître de conférences (ENP d'Alger)
<u>Examineurs :</u>	M ^r . MADANI.K	Maître de conférences (U. Bejaia)
	M ^r . BRAHIMI.M	Maître de conférences (U. Bejaia)

2009-2010

REMERCIEMENTS

Primo, je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour accomplir cette tâche ardue et de m'avoir guidé jusqu'à l'exutoire de mes espérances, sans son pouvoir rien n'aurait pu être réalisé.

De nombreuses personnes ont contribué à l'aboutissement de ce travail, et je souhaite ici leur exprimer ma gratitude.

Je voudrais exprimer ma gratitude envers ma directrice de mémoire M^{elle}. BENMAMAR (maître conférences à l'école nationale polytechnique d'Alger) pour m'avoir proposé ce sujet de mémoire. Son encadrement m'a laissé beaucoup de liberté pour développer ma formation autour du sujet. Elle a été toujours présente en faisant possible un déroulement de mon travail sous les meilleures conditions. Un grand merci pour les nombreuses idées proposées et les discussions intéressantes qu'on a eu ensemble, Pour les intenses moments qu'elle a su me consacrer ainsi que pour le rapport amical et humain.

Ensuite, mes vifs remerciements s'adressent à M^r A. PAQUIER (HDR au Cemagref), qui m'a apporté une aide précieuse en donnant son aval pour l'usage du code de calcul Rubar20TS, et m'a fait bénéficier de sa grande expérience en modélisation numérique et de m'avoir assisté pour le bon déroulement de la simulation sans oublier sa gentillesse.

Je remercie aussi vivement tous les membres du jury de l'intérêt manifesté pour mon travail : M^r. KERKAR (Professeur au département de Génie Mécanique) qui en fut le président jury, M^r. MADANI (maître de conférences au département de Sciences Alimentaires) et M^r. BRAHIMI (maître de conférences au département de Génie des Procédés), qui ont accepté d'examiner le présent mémoire. Qu'ils m'excusent pour avoir consacré une partie de leur temps précieux à la lecture de ce manuscrit.

Je dois une particulière reconnaissance à M^{elle}. Kherbache, M^r. Bouach et M^r. Azouaou pour le secours qu'ils m'ont apporté pendant les moments difficiles.

Je remercie le personnel de l'agence nationale des barrages et transferts, dont je peux citer le directeur M^r. Abbas, M^r. Bouhanit et M^{me}. Aouchar pour leur collaboration et leurs aides, sans oublier bien sûr M^r. Dahgane le chef d'exploitation du barrage Tichi-Haf pour sa disponibilité et ses encouragements.

Je remercie mes parents et tous les membres de ma famille, pour leur soutien moral et financier durant les études.

Enfin, je voudrais remercier très sincèrement tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cet humble mémoire et qui m'ont aidé à surmonter les moments de découragement.

ملخص

إن ظاهرة نقل الرواسب والتحويلات التي تطرأ على سطح الوديان أثناء التدفق قد تنعكس سلبيا على حياة الإنسان. فقد تسهل من وقوع الفيضانات، استنزاف الموارد المائية و توحد السدود إلى جانب تسببها في عدم استقرار المنشآت الفنية. المغزى من هذه الدراسة هو محاولة تقييم حجم الرواسب من جهة، و من جهة أخرى معرفة خارطة توزيع عاملي الترسيب والإنجراف على قسم من واد بوسلام، وهذا طبعا بإستعمال نموذج رقمي "رubar20تأس". هذا النموذج قد أنجز بعد تلحيم معادلات حركة السوائل مع معادلة تنقل الرواسب، جمل المعادلات المتحصل عليها تم حلها بطريقة الحجم المنتهية عبر صورة فان لير. تعد طريقة النمذجة الرقمية، مساهمة في إنجاز مخطط للوقاية من مخاطر ظاهرة تنقل الرواسب. نتائج الحسابات تبين مدى نجاعة هذه الوسيلة الجديدة للتنبؤ بالتحويلات التي قد تظهر على سطح الواد ودرجة دقتها وهذا رغم عدم توفر كامل المعطيات اللازمة.

الكلمات المفتاحية:

تنقل الرواسب، نموذج سان فونو، طريقة الحجم المنتهية، حوض بوسلام، التدفق، شبكة، فودا بريبرو، نمذجة.

Résumé

Le transport solide et la modification du lit dans les cours d'eau lors des crues perturbent les activités humaines. Ils peuvent favoriser les inondations, menacer les ressources en eau (drainage des nappes phréatiques, comblement des retenues) et déstabiliser les ouvrages (ponts, digues).

L'objectif de ce travail consiste à simuler le transport solide sur un tronçon de Oued Boussellam, en utilisant le code Rubar20TS. Ce dernier a été élaboré à partir d'un couplage des équations de l'hydrodynamique et celle de transport de sédiment, sous un système résolu par la méthode des volumes finis avec un schéma de Van Leer.

La simulation numérique, constitue une contribution à l'élaboration d'un plan de prévention contre les risques que peuvent engendrer le phénomène de transport solide. Les résultats de calcul montrent une pertinence du modèle d'évolution de la forme du lit et de sa composition. Les prédictions qualitatives sont conformes aux attentes et les prévisions quantitatives sont largement acceptables.

Mots clés : Transport solide, modèle de Saint-Venant, méthode des volumes finis, bassin versant de Boussellam, crue, maillage, Fudaa-Prepro, simulation.

Abstract

Sediment transport and modification of the river bed during floods disturbs the human activities. It can increase the damages caused by floods, threaten water resource (aquifer draining, reservoir capacity losses) and destabilize structures (bridges, dykes).

The purpose of this work consists to simulate sediment transport on a reach of Boussellam's river, by using the computational code Rubar20TS. The latter is a computer code, it was developed from coupling hydrodynamic's equations and that of sediment transport under system, which it's resolved by finite volume method with a Van Leer scheme.

Thus, the numerical simulation constitutes a contribution to the development of a prevention plan against the risks which can generate the phenomenon of sediment transport.

Lastly, the computation results are relevant to the shape and composition evolution of the bed. The qualitative predictions are in conformity with expectations and the quantitative forecasts largely acceptable.

Key words:

Sediment transport, Saint-Venant model, finite volume method, catchment of Boussellam, flood, grid, Fudaa-Prepro, simulation.

NOTATIONS PRINCIPALES

Symbole	Signification	Unité
BV	bassin versant	-
C	coefficient de Chézy	$m^{1/2}.s^{-1}$
C_e	concentration d'équilibre	kg/m^3
CFL	condition de Courant-Friedrichs-Levy	-
C_r	nombre de Courant	-
C_s	concentration des sédiments dans l'eau	kg/m^3
d_i	majorant des diamètres de $i\%$ de la masse des particules	m
d_i^*	majorant des diamètres adimensionnels de $i\%$ de la masse des particules	-
d_m	diamètre moyen	m
D_x, D_y	coefficients de diffusion suivant O_x et O_y	m^2/s
E	taux d'érosion	mm/h
E	superficie du bassin versant	km^2
F_r	nombre de Froude de l'écoulement	-
F_x, F_y	contraintes dues au vent suivant O_x et O_y	kg/ms^2
g	accélération de la pesanteur	m/s^2
h	tirant d'eau	m
H	hauteur d'eau	m
J	pente d'énergie	m/m
J_f	pente du fond	m/m
K	coefficient de Strickler	$m^{1/3}.s^{-1}$
K_g	coefficient de Strickler dû à la rugosité du fond	$m^{1/3}.s^{-1}$
K_s^{cap}	facteur multiplicateur de la capacité de transport solide	-
L	largeur au miroir	m
P	pression	N/m^2
P_x, P_y	composantes des frottements à la paroi verticale	$kg/m.s^2$
q	débit liquide unitaire	m^2/s
Q	débit liquide	m^3/s
QdF	débit-durée-fréquence	-
Q_s^{cap}	capacité solide dans la section	kg/s
$q_s^{capà}$	capacité de transport adimensionnelle par unité de largeur	-
Q_s	débit solide	Kg/s
q_{sb}	débit solide unitaire des sédiments charriés	$kg/s.m$
q_{ss}	débit solide unitaire des sédiments en suspension	$kg/s.m$
q_x, q_y	débites unitaires suivant O_x et O_y	m^2/s
R	nombre de Reynolds	-
R_{ep}	nombre de Reynolds particulaire	-
R_h	rayon hydraulique	m

S	taux de sédimentation	mm/h
t	temps	s
U	composante de la vitesse suivant l'axe O_x	m/s
u	vitesse moyenne	m/s
u^*	Vitesse de frottement	m/s
u_s, v_s	vitesse des sédiments suivant O_x et O_y	m/s
V	composante de la vitesse suivant l'axe O_y	m/s
W	Composante de la vitesse suivant l'axe O_z	m/s
Δx	pas d'espace selon O_x	m
z	cote	m
z_f	cote du fond	m
z_s	cote de la surface libre de l'eau	m
τ_{eff}	contrainte hydrodynamique efficace exercée sur les grains	kg/m.s ⁻²
τ_c	contrainte critique de mise en mouvement	kg/m.s ⁻²
τ	contrainte hydrodynamique au fond	kg/m.s ⁻²
σ	facteur d'étendue granulométrique	-
τ^*	contrainte adimensionnelle	-
ρ	masse volumique de l'eau	kg/m ³
ρ_s	masse volumique sédimentaire	kg/m ³
μ	viscosité dynamique	kg/m.s ⁻¹
ν	viscosité cinématique	m ² /s
Δ	densité relative des particules	-
τ_c^*	contrainte critique adimensionnelle	-
τ_f	contrainte due aux formes du lit	Kg/m.s ⁻²
χ	facteur de correction	-
τ_c^a	contrainte seuil de mise en mouvement adimensionnelle	-
τ_{eff}^*	contrainte adimensionnelle efficace	-
α_j	angle du fond avec l'horizontale	°
ϕ	angle de repos interne des sédiments	°
γ_t	coefficient de viscosité turbulente	m ² /s
γ	coefficient de viscosité laminaire	m ² /s

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Désignation	Page
II.1	Loi de tarage	26
II.2	Comparaison qualitative entre résultats numériques et observations sur terrain	30
IV.1	Position des fichiers par rapport aux programmes de calcul pour le transport	68
V.1	Caractéristiques morphologiques du bassin de Boussellam	73
V.2	Caractéristiques des stations hydrométriques du bassin Boussellam (Charifi, 2006)	79
V.3	Apports solides à Tichi-Haf	81
VI.1	Résultats de calcul hydrosédimentaire avec le code Rubar20TS	91

LISTE DES FIGURES

Figure	Titre	Page
I.1	Schéma des modes de transport (Graf et Altinakar 2000)	03
I.2	Répartition verticale de l'énergie cinétique turbulente par rapport à la vitesse de frottement, en régime uniforme, accéléré et décéléré (Herouin, 1998)	04
I.3	Classification des rivières en fonction de leur forme en plan (Kamal el kadi, 2006)	08
I.4	Variabilité latérale de la granulométrie d'après (Kamal El Kadi, 2006)	12
I.5	Diagramme de Schields pour une granulométrie uniforme (Yalin, 1997 in El Kadi, 2006)	14
II.1	Carte de situation de la rivière de Raba (Lapuszek et al., 2003)	24
II.2	Bief amont de la rivière Raba. Incision du lit (Lapuszek et al., 2003)	25
II.3	Bief amont de la rivière Raba après travaux. Variation de la côte du fond	27
II.4	Définition des variables hydrologiques	28
II.5	Modélisation QdF du régime des crues	29
II.6	Profil en long de la retenue après dépôt	31
II.7	Importance du couplage sédimentologie-hydrodynamique (coord. en m)	33
II.8	Couplage charriage-suspension	34
II.9	Evolution d'une tranchée	35
II.10	Profil de Rouse, profil de Rouse modifié, résultats de Telemac-3D avec 31 plans sur la verticale	36
II.11	Hydrogramme de la crue du printemps 2001	37
II.12	Champs de vitesses et hauteurs d'eau pour un débit permanent de 2500 m ³ /s	39
II.13	Champs de vitesses et hauteurs d'eau pour un débit permanent de 2500 m ³ /s (amont de la zone)	39
II.14	Condition limite aval, courbe de tarage pour la section Pk 103,46	40
II.15	Plan de situation du site	42
II.16	Bathymétrie du maillage basé sur les fonds du 11 avril 2001. Coordonnées en mètre dans un repère local	43
II.17	Evolutions mesurées et simulées pendant la période 2001-2004	43
III.1	Schéma représentant les différentes étapes poursuivies pour aboutir aux équations de Saint-Venant	47
IV.1	Volume de contrôle dans un maillage bidimensionnel	59
IV.2	Interface du logiciel FUDAA-MODELEUR	64
IV.3	Exécutable de SECMA	65
IV.4	Exécutable de MCOXIMA	65
IV.5	Exécutable de MAIL20	65
IV.6	Exécutable de VFALUV	66
IV.7	Exécutable de Rubar20TS	67
IV.8	Applications du pré-processeur Fudaa-Prepro	67
V.1	Carte générale du bassin de Boussellam (Echelle : 1/700.000)	71
V.2	Sous bassins versants de Boussallam et leur exutoire	71
V.3	Situation géographique du bassin versant de Boussellam (Echelle : 1/700.000)	72
V.4	Réseau hydrographique du bassin Boussellam	74

V.5	Profil en long des principaux cours d'eau (Lombardi, 1984)	74
V.6	Carte géologique du bassin de la Soummam (Echelle : 1/500.000)	76
V.7	Carte des sols du Bassin de la Soummam (Charifi, 2006)	77
V.8	Etages bioclimatiques du bassin de la Soummam (Charifi, 2006)	78
V.9	Carte pluviométrique du bassin versant de la Soummam (Ider, 2004)	79
V.10	Evolution des apports liquides annuels de 1933 à 1993 (Coyne et Bellier, 1996)	80
V.11	Description du tronçon étudié (Image satellite prise le 12.10.2009)	81
V.12	Illustration du calage de l'image à l'aide de Fudaa Modeleur	82
V.13	Implantation des profils en travers et lignes directrices du maillage	83
V.14	Maillage du tronçon sur Oued Boussellam	84
V.15	Bathymétrie du modèle	84
V.16	Visualisation des conditions de frottement sur le tronçon étudié	86
V.17	Hydrogramme de la crue du 19.01.1972 enregistrée à la station Sidi Yahia (Lombardi, 1984)	88
VI.1	Sections en travers pour la visualisation des variables hydrosédimentaires	92
VI.2	Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 34200$ s	92
VI.3	Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 40320$ s	93
VI.4	Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 60840$ s	93
VI.5	Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 90720$ s	94
VI.6	Evolution de la hauteur d'eau au niveau de la section I	94
VI.7	Evolution de la hauteur d'eau au niveau de la section II	95
VI.8	Evolution de la hauteur d'eau au niveau de la section III	95
VI.9	Visualisation de débit unitaire à l'instant $t = 90720$ s	96
VI.10	Evolution de débit unitaire au niveau de la section I	97
VI.11	Evolution de débit unitaire au niveau de la section II	97
VI.12	Evolution de débit unitaire au niveau de la section III	98
VI.13	Champ de vitesses à l'instant $t = 36000$ s	99
VI.14	Champ de vitesse à l'instant $t = 68400$ s	99
VI.15	Champ de vitesse à l'instant $t = 122400$ s	100
VI.16	Concentration en kg/m^3 à l'instant $t = 50760$ s	101
VI.17	Concentration à l'instant $t = 99360$ s	102
VI.18	Concentration à l'instant $t = 113400$ s	102
VI.19	Evolution de la concentration au niveau de la section I (kg/m^3)	103
VI.20	Evolution de la concentration au niveau de la section II (kg/m^3)	103
VI.21	Evolution de la concentration au niveau de la section III (kg/m^3)	104
VI.22	Localisation des zones d'érosion et de dépôt sur le lit à l'instant $t = 27000$ s	105
VI.23	Localisation des zones d'érosion et de dépôt sur le lit à l'instant $t = 67680$ s	105
VI.24	Localisation des zones d'érosion et de dépôt sur le lit à l'instant $t = 104040$ s	106
VI.25	Evolution du taux d'érosion et de dépôt au niveau de la section I	106
VI.26	Evolution du taux d'érosion et de dépôt au niveau de la section II	107
VI.27	Evolution du taux d'érosion et de dépôt au niveau de la section III	107
VI.28	Levé Bathymétrique initial à l'instant $t = 0$ s	108
VI.29	Levé Bathymétrique final à l'instant $t = 122400$ s	109

TABLE DES MATIERES

Introduction générale -----	01
<u>Chapitre I: Généralités sur le transport solide dans les cours d'eau</u>	
I.1. Description des mécanismes de transport solide-----	03
I.1.1. La turbulence-----	04
I.1.2. Transport solide et morphologie du lit-----	04
I.1.3. La notion d'équilibre dynamique d'un cours d'eau-----	05
I.2. Classification des rivières-----	05
I.2.1. En fonction de leur substrat-----	05
I.2.2. En fonction de leur forme en plan-----	07
I.3. Estimation des apports liquides et solides-----	08
I.4. Tri granulométrique-----	09
I.4.1. Rôle du tri granulométrique-----	09
I.4.2. L'armurage et le pavage-----	10
I.4.3. Autres phénomènes-----	11
I.4.4. Evolution du diamètre moyen des sédiments de l'amont vers l'aval-----	11
I.4.5. Variabilité latérale d'une granulométrie étendue-----	12
I.5. Contrainte critique de mise en mouvement-----	12
I.5.1. Notion de contrainte critique de mise en mouvement-----	12
I.5.2. Contrainte critique de mise en mouvement pour une granulométrie uniforme-----	13
I.5.2.1. Diagramme de Shields-----	13
I.5.2.2. Approche probabiliste d'Einstein-----	15
I.5.3. Contrainte critique de mise en mouvement pour une granulométrie étendue-----	15
I.5.4. Facteurs influençant la contrainte critique de mise en mouvement-----	16
I.5.4.1. Caractère cohésif-----	16
I.5.4.2. La pente du lit et des berges-----	16
I.5.4.3. La submersion relative-----	17
I.6. Contrainte hydrodynamique-----	17
I.6.1. Contrainte hydrodynamique uniforme-----	17
I.6.2. Contrainte hydrodynamique efficace-----	18
I.7. Formules de capacité de transport solide-----	19
I.7.1. Formulations en fonction de la tension de frottement-----	19
I.7.2. Formulations en fonction du débit liquide-----	20
I.7.3. Formulations probabilistes-----	21
I.8. Modèles numériques de transport solide-----	21
I.8.1. typologie des modèles-----	22
I.8.1.1. Modèles unidimensionnels-----	22
I.8.1.2. Modèles bidimensionnels-----	22
I.8.1.3. Modèles tridimensionnels-----	23
I.9. Conclusion-----	23

Chapitre II : Présentation de quelques travaux sur la simulation de transport solide

II.1. Les travaux de Kamal El Kadi A., Paquier A., Lapuszek M. et Lenar M. (2003)	--24
II.2. Les travaux de M. Bessenasse, A. Kettab et A. Paquier (2003)	-----27
II.3. Les travaux de Jean-Michel Hervouet et C. Vilaret (2004)	-----32
II.4. Les travaux de A. Paquier et Kamal El Kadi A. (2005)	-----36
II.5. Les travaux de M. De Linares et P. Belleudy (2008)	-----41
II.6. Conclusions sur les travaux de simulation	-----44

Chapitre III: Modélisation mathématique du transport solide

III.1. Elaboration du modèle bidimensionnel de Saint-Venant	-----46
III.1.1. Introduction	-----46
III.1.2. Equations de bases	-----46
III.1.3. Détermination de système d'équations de Reynolds	-----47
III.1.4. Modèle mathématique de Saint-Venant 2D	-----49
III.1.4.1. Champs d'application	-----50
III.1.4.2. Hypothèses adoptées par Saint-Venant	-----50
III.1.4.3. Les conditions cinématiques	-----50
III.1.4.4. Règle d'intégration de Leibnitz	-----51
III.1.5. Modélisation de la turbulence	-----52
III.1.6. Modèle mathématique 2D final de Saint-Venant	-----54
III.2. Modélisation de transport solide	-----55
III.2.1. Transport en suspension	-----55
III.2.1.1. Le taux d'érosion	-----55
III.2.1.2. Le taux de sédimentation	-----56
III.2.2. Transport par charriage	-----56
III.3. Conclusion	-----56

Chapitre IV : Méthodologie de simulation de transport solide via le logiciel Rubar20TS

VI.1. Présentation générale du code de calcul " Rubar20TS "	-----57
VI.1.1. Méthode des volumes finis	-----59
VI.1.2. Description de schéma numérique du code Rubar 20TS	-----60
VI.1.3. Programmes de calcul du code Rubar20TS	-----61
VI.2. Méthodologie de simulation	-----62
VI.2.1. Recueil des données du système à étudier	-----62
VI.2.2. Création du maillage initial avec FUDAA MODELEUR	-----63
VI.2.3. Enchaînement des programmes de calcul du code Rubar20TS	-----64
VI.2.3.1. Programme SECMA	-----64
VI.2.3.2. Programme MCOXIMA	-----65
VI.2.3.3. Programme MAIL20	-----65
VI.2.3.4. Programme VFALUV	-----66

VI.2.3.5. Programme Rubar20TS-----	66
VI.2.4. Utilisation de FUDAA-PREPRO -----	67
VI.3. Calage et validation du modèle -----	69
VI.4. Conclusion -----	69

Chapitre V : Application sur un tronçon de Oued Boussellam

V.1. But de l'application -----	70
V.2. Le choix du site -----	70
V.3. Description du bassin versant de Boussellam -----	70
V.3.1. Situation géographique du bassin de Boussellam -----	72
V.3.2. Caractéristiques morphologiques -----	73
V.3.3. Géologie régionale -----	75
V.3.4. Sol -----	76
V.3.5. Climat -----	77
V.3.6. Précipitations -----	78
V.3.7. Hydrométrie -----	79
V.3.8. Apports liquides -----	80
V.3.9. Apports solides -----	80
V.4. Application du code de calcul Rubar20TS sur Oued Boussellam -----	81
V.4.1. Génération et visualisation du maillage -----	82
V.4.2. Bathymétrie et rugosité du fond -----	84
V.4.2.1. Bathymétrie -----	84
V.4.2.2. Rugosité du fond -----	85
V.4.3. Définition des conditions initiales -----	86
V.4.4. Définition des conditions aux limites -----	87
V.4.5. Paramètres de calcul -----	89
V.4.6. La simulation -----	89
V.4.7. Calage du modèle numérique -----	90
V.5. Conclusion -----	90

Chapitre VI: Visualisation et interprétation des résultats de la simulation

VI.1. Résultats de calcul -----	91
VI.1.1. Partie hydrodynamique -----	92
VI.1.2. Partie sédimentaire -----	100
VI.2. Conclusion -----	109

Conclusion générale et perspectives -----	110
--	------------

Annexes

Introduction générale

La concentration des activités humaines à proximité des fleuves et rivières nécessite de se pencher sur les problèmes posés par les crues. Les inondations en sont l'expression la plus marquante ; elles sont pourtant indissociables des modifications de la forme du lit qui entraînent, en outre, d'autres désagréments. En effet, la déformation de la géométrie lors des crues influe sur les lignes d'eau mais conditionne aussi la stabilité des ouvrages tels que ponts, digues, et peut mettre en péril les ressources en eau en drainant les nappes phréatiques ou en réduisant la capacité des retenues.

Des volumes très importants de sédiments sont transportés (par charriage et suspension) par les cours d'eau au cours d'une année hydrologique normale. Les impacts de ces flux doivent être considérés à différentes échelles de temps et d'espace.

En effet, chaque année 45 millions de m³ de vase se déposent au fond de 57 grands barrages de l'Algérie, ce qui représente une perte de capacité annuelle égale à 0,7 % de la capacité totale. Une dizaine de barrages sont fortement menacés par ce phénomène d'envasement, puisqu'ils sont envasés à plus de 50 % de leur capacité totale.

Le déficit en capacité de stockage des barrages en Algérie croit au fil des années en raison d'une érosion hydrique favorisée par des crues brutales, une alternance de saisons sèche et humide et un faible taux de boisement des bassins versants. La quantité du sol érodée dans le nord d'Algérie est évaluée à 180 millions de tonnes par année (**Remini, 2008**). Par conséquent, la prédiction du transport solide est très importante pour la gestion des barrages et l'aménagement des cours d'eau.

Par ailleurs, l'érosion, le transport des matériaux arrachés au bassin versant et au réseau hydrographique, leur déposition dans les infrastructures hydraulique, hydro-agricole, portuaire et routière sont un ensemble de phénomènes dont la complexité à l'échelle du bassin reste difficile à mettre en équation vu les facteurs aussi bien naturels qu'anthropiques mis en jeu.

Les études d'aménagements hydromécaniques butent sur le problème de manque de données sur le transport solide afin d'évaluer son importance. Cela conduit l'ingénieur à utiliser les méthodes empiriques disponibles pour évaluer les quantités solides transportées annuellement par les cours d'eau étudiés.

D'un point de vue pratique, les outils numériques sont des aides précieuses pour les problématiques d'ingénierie. Ils sont à la fois utiles pour corriger des situations existantes et pour guider les choix au stade des études préalables. Ils permettent en effet de tester les différentes options d'un projet mais aussi dans une certaine mesure d'aider au dimensionnement des aménagements hydrauliques. La simulation numérique apporte des réponses de plus en plus pertinentes. Les progrès les plus récents proviennent d'une approche intégrée où tous les processus physiques sont traités simultanément, soit au sein d'un même programme, soit en ayant recours à des logiciels différents mais couplés.

L'objectif de notre étude consiste à tester un outil de simulation, en l'occurrence, le code de calcul Rubar20TS sur un tronçon de Oued Boussellam, pour estimer les quantités de sédiments qui y transitent d'une part, d'autre part, localiser les zones susceptibles d'avoir une sédimentation ou une érosion. Le code bidimensionnel Rubar20TS a été élaboré pour le calcul des flux solide et liquide dans une approche couplée. Il résout un système composé des équations de Saint-Venant 2D à lesquelles est rajoutée une équation de convection-diffusion pour le transport solide.

Le présent mémoire est scindé en six chapitres. Dans le premier, une brève description des mécanismes de transport solide et des phénomènes qui lui sont associés cadre le sujet et rassemble les éléments utilisés par la suite, et dresse un bilan des connaissances nécessaires pour comprendre le phénomène.

Le second chapitre constitue un aperçu sur quelques travaux récents portant sur la simulation de transport solide et dans lesquels, nous allons exposer la méthodologie adoptée pour chaque cas de test. Les résultats obtenus montrent le degré de performance des codes de calcul utilisés.

Dans le troisième chapitre, nous allons établir à partir d'une intégration des équations de Navier-Stokes le modèle mathématique Saint-Venant 2D qui caractérise la partie hydrodynamique, en tenant compte des hypothèses simplificatrices. Le transport solide a été modélisé par une équation de convection-diffusion.

L'objectif du quatrième chapitre est, dans un premier temps, de décrire le code de calcul Rubar20TS et du schéma numérique Van Leer de deuxième ordre en temps et en espace, ensuite une méthodologie de simulation bien adaptée au logiciel Rubar20TS a été mise en œuvre.

Ensuite, le cinquième chapitre est consacré à l'application du code Rubar20TS sur un tronçon de Oued drainant le bassin versant de Boussellam, en suivant les étapes décrites dans le chapitre précédent.

Enfin dans le dernier chapitre, nous présentons les résultats de la simulation de transport solide pendant une crue à savoir : L'évolution des paramètres hydrauliques, sédimentaires ainsi que la variation de la bathymétrie. Puis, une analyse et une interprétation de ces résultats permettent de porter jugement sur l'usage du code malgré le manque de données pour la validation des résultats.

En conclusion, nous dressons le bilan de travail réalisé et ouvrant des perspectives.

Chapitre I : Généralités sur le transport solide dans les cours d'eau

Toute déformation d'un cours d'eau alluvial implique un transport sédimentaire. Il est donc utile de rappeler quelques notions essentielles de l'hydraulique et du mouvement des particules. Bien que le problème de transport solide véhiculé par les cours d'eau s'est toujours posé de façon aiguë. Chacun saisit l'importance que peuvent prendre, au cours des crues parfois catastrophiques, les phénomènes d'érosion des sols, d'effondrement des berges, d'élargissement ou de déplacement des lits des oueds, de dépôts de sédiments et d'envasement dans les plaines et les barrages ; quantitativement la mesure de ces phénomènes est loin d'être satisfaisant. Dans la suite de ce chapitre nous allons décrire les aspects structurel et fonctionnel du système fluvial avec transport solide.

I.1. Description des mécanismes de transport solide

Une rivière transporte des matériaux granulaires qui proviennent soit du bassin versant soit du fond ou des berges du lit mineur. L'érosion du fond du lit ou des berges est dite linéaire, elle persiste même lorsque la pluie cesse. Cette érosion met en œuvre des forces considérables et peut donc mobiliser des matériaux nettement plus grossiers.

On distingue charriage et suspension (Figure I.1), alors qu'il y a en fait continuité entre les deux phénomènes et que la limite est forcément arbitraire. Le charriage est le mouvement des particules solides près du fond par roulement ou saltation. Ce sont surtout la traînée et la portance liées au champ moyen des vitesses qui sont responsables de leur trajectoire, la turbulence y joue un rôle secondaire. La suspension est le mouvement des particules solides au sein de l'écoulement, ce sont les fluctuations verticales des vitesses et les vitesses moyennes longitudinales qui sont surtout responsables de leur trajectoire. La suspension est toujours associée au charriage. Lorsqu'il y a des particules d'une taille donnée en suspension, il y en a également en charriage.

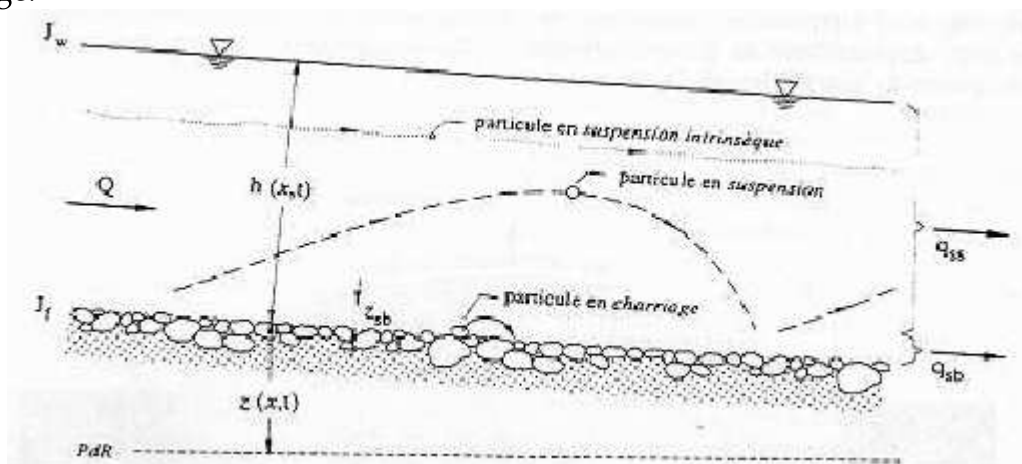


Figure I.1 : Schéma des modes de transport (Graf et Altinakar, 2000)

I.1.1. La turbulence

La turbulence au fond se caractérise par des fluctuations de forces et de vitesses relativement structurées. Ces structures de parois appelées bouffées turbulentes, sont liées à l'alternance de fluide lent et rapide, du fait de l'éjection vers le haut par portance de petits tourbillons naissant à la paroi et s'étendant ensuite à toute la colonne d'eau.

La turbulence au sein de l'écoulement est donc très influencée par la turbulence de parois. En effet, la turbulence est essentiellement produite au niveau de la paroi. En rivière, la turbulence est produite par le fond, mais également par les berges.

En régime uniforme, l'équilibre entre production, transfert et dissipation d'énergie turbulente déterminent le profil des vitesses et fait que le niveau de turbulence est lié indifféremment au taux de dissipation d'énergie ou à la contrainte au fond, ces deux grandeurs étant liées en régime uniforme.

En régime non-uniforme, la turbulence n'est plus liée à la vitesse débitante du fait de son inertie. En effet, lorsque l'écoulement est accéléré, les fluctuations de vitesses augmentent avec un certain retard par rapport au champ moyen des vitesses qui les génère. Ceci fait que l'intensité turbulente est plus faible en régime accéléré (Figure I.2). Lorsque l'écoulement est décéléré, la génération de turbulence diminue. Cependant, les structures existantes mettent un certain temps à se dissiper, ce qui engendre un retard de l'ajustement des fluctuations turbulentes. Ceci fait que l'intensité turbulente est plus forte en régime décéléré (voir Figure I.2).

Communément, on admet que le lieu principal de la turbulence étant le fond, la turbulence est quasiment à l'équilibre au fond et son écart relatif à l'équilibre augmente au fur et à mesure que l'on s'éloigne du fond (Hérouin, 1998).

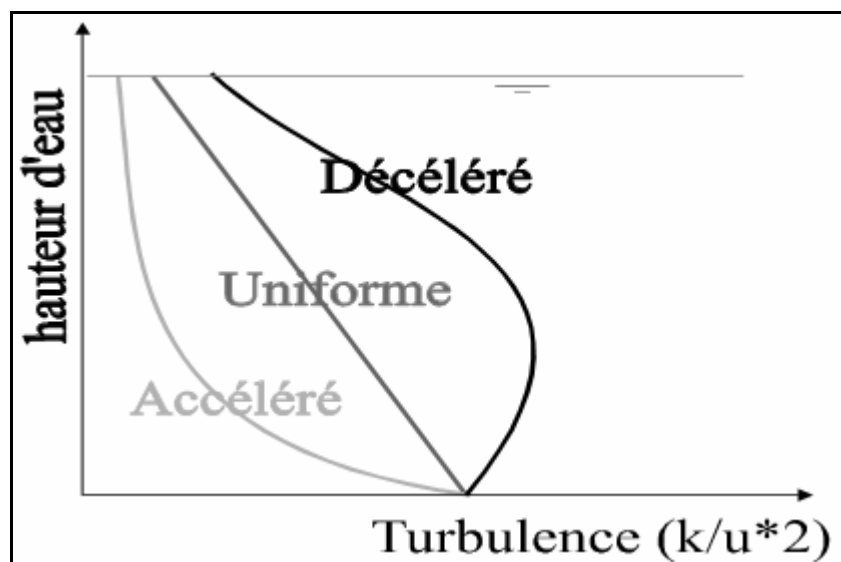


Figure I.2 : Répartition verticale de l'énergie cinétique turbulente par rapport à la vitesse de frottement, en régime uniforme, accéléré et décéléré (Herouin, 1998)

I.1.2. Transport solide et morphologie du lit

Le transport solide résulte d'interactions entre la phase liquide et la phase solide. Il faut voir ces interactions comme des actions constantes de l'écoulement sur la morphologie des cours d'eau et, réciproquement, de l'action du flux solide sur la nature de l'écoulement. Par exemple, Smart et Jaeggi (Jodeau, 2004) ont montré qu'à partir

d'une pente de 7%, pour un débit liquide fixé s'écoulant sur un lit affouillable, la hauteur d'eau est significativement supérieure à ce qu'elle serait en l'absence de particules solides.

I.1.3. La notion d'équilibre dynamique d'un cours d'eau

La notion d'équilibre dynamique ou de quasi-équilibre (selon l'échelle de temps choisie pour analyser ce phénomène) ne signifie pas qu'il n'y a aucune modification des caractéristiques physiques du cours d'eau, mais plutôt une conservation de la morphologie moyenne, au-delà des modifications cycliques observées au gré des crues.

D'une façon simplifiée et dans un cours d'eau non perturbé, un équilibre dynamique s'installe entre les variables de contrôle et les variables de réponse. Deux variables contrôlent en grande partie la dynamique fluviale d'un cours d'eau : le débit liquide Q et le débit solide Q_s . D'autres variables de contrôle peuvent également jouer, mais leur rôle est d'ordre secondaire (pente d'énergie, granulométrie des sédiments, végétation, rugosité...). Parmi les variables de réponse, on peut citer la largeur, la profondeur, la pente longitudinale et la forme en plan du cours d'eau (**Degoutte, 2006**).

Lane (1995) représente la dynamique d'un cours d'eau comme une oscillation permanente de l'aiguille d'une balance dont l'un des plateaux serait rempli de sédiments (le débit solide Q_s), et l'autre d'eau (le débit liquide Q) (**Kamal El Kadi, 2006**).

Les variations importantes et rapides dans le temps de ces deux éléments induisent un ajustement permanent des variables de réponse par le biais des processus d'érosion et de dépôt. Si les oscillations sont régulières, le cours d'eau est en équilibre dynamique. Si par contre il y a blocage d'un côté ou de l'autre, le cours d'eau est en déséquilibre total.

Par ailleurs, toute perturbation d'une ou plusieurs des variables de réponse, quelle soit naturelle (confluence, modification de la nature du substrat) ou artificielle (aménagement, extraction de granulats), est également susceptible de provoquer une modification simultanée des autres variables pour rechercher un nouvel équilibre.

Les cours d'eau qui illustrent parfaitement un équilibre dynamique sont rares. La notion d'équilibre n'est qu'une situation moyenne dans le temps. En effet, chaque configuration de crue conduit à un état particulier du lit, remodelé par les crues suivantes.

I.2. Classification des rivières

Pour la modélisation, nous avons besoin de distinguer les différents types de rivières selon les deux critères suivants :

I.2.1. En fonction de leur substrat

La dynamique fluviale des rivières est fondamentalement différente selon que leur substrat est de type sableux ou graveleux. La distinction entre les rivières à sable et les rivières à gravier est particulièrement importante pour un choix correct du modèle de transport solide.

En théorie, il est possible de distinguer ces deux types de rivières. Mais sur le terrain, cette distinction devient beaucoup plus difficile à réaliser.

a. Les rivières à sable

Les caractéristiques typiques des rivières à sable sont résumées ci-dessous :

- le substrat est constitué de matériaux relativement fins (diamètre médian d_{50} inférieur à 2 mm, d_{50} désigne le diamètre tel que 50% en masse des sédiments sont de diamètre inférieur) et de granulométrie étendue (**Ramez, 1995**);
- la pente de la ligne d'énergie est faible. Le chenal d'écoulement est en général plat ;
- la notion de seuil de mise en mouvement des particules n'est pas vraiment importante. Il ne représente pas un facteur déterminant du transport solide. Les lits mobiles peuvent se modifier et subir des changements de formes importants. L'équilibre de la rivière est donc dynamique ;
- le transport solide est significatif même en période de faibles débits. En effet, la force tractrice critique nécessaire à l'entraînement du sable est faible. En conséquence, les particules peuvent être facilement mobilisables et transportées ;
- comparativement à la charge solide transportée en suspension, le débit solide charrié est souvent faible et peut donc être négligé (entre 5 à 20% du débit solide total selon Lane et Borland, 1951, in **Kamal El Kadi, 2006**) ;
- des ondulations de fond (dunes, rides, anti-dunes) peuvent se former lorsque certaines conditions respectées. Le type de ces ondulations est fonction des conditions d'écoulement et de la granulométrie des sédiments composant le lit ;
- des méandres peuvent se développer. Ils comportent un affouillement à l'extrados (la partie concave du méandre) et un banc parfois émergeant à l'intrados (la partie convexe du méandre). Le chenal principal comporte généralement des seuils.

b. Les rivières à gravier

Les principales caractéristiques des rivières à gravier sont les suivantes :

- le substrat est constitué des sédiments grossiers (diamètre d_{50} supérieur à 2mm), de granulométrie assez étendue (**Ramez, 1995**) ;
- la pente de ligne d'énergie est forte. La pente longitudinale du fond est en général plus grande que dans le cas des rivières à sable ;
- une couche superficielle composée de grosses particules est formée lors de faibles débits d'eau. La formation de cette couche est liée au phénomène de tri granulométrique que nous allons aborder dans la suite.
- le seuil de mise en mouvement des sédiments représente le facteur limitant du transport solide ;
- l'équilibre de la rivière est fonction de la nature de la couche de surface. En effet, un lit armuré est en mouvement assez fréquemment, l'équilibre est donc dynamique. En revanche, un lit pavé est en mouvement seulement au cours des événements hydrologiques extrêmes, l'équilibre est donc statique ;
- le transport solide est significatif uniquement pour des débits d'eau importants. La formation d'une couche d'armurage ou de pavage réduit la mobilité des sédiments, limitant ainsi le débit solide transporté.
- un réseau d'écoulement à chenaux multiples (ou en tresses) peut se développer ;

- les ondulations de fond (dunes et anti-dunes) se développent moins que dans les rivières à sable ou sont inexistantes.

I.2.2. En fonction de leur forme en plan

Les rivières ne présentent pas les mêmes processus de changement de formes. Par conséquent, elles ne nécessitent pas les mêmes types d'analyse et d'intervention. Quatre styles fluviaux sont souvent distingués (Figure I.3) :

A) Les rivières à lit droit :

Les rivières qui conservent un lit droit sont rares dans la nature. Elles se développent généralement dans une plaine alluviale, à la surface de laquelle elles ne peuvent pas éroder les berges et migrer latéralement. On peut distinguer pour ce style fluvial deux types de rivières :

- **les rivières à lit unique droit :** elles sont en général profondes. Les berges sont hautes relativement à la largeur du lit. Il y a peu ou pas de bancs découverts.
- **Les rivières à lit mineur sinueux :** elles sont caractérisées par l'alternance de seuils et de mouilles. Le lit mineur sinue entre des bancs alternés qui sont découverts en période de débits ordinaires. En période de crues, l'écoulement occupe toute la largeur du lit, la rivière devient alors à lit unique droit.

B) Les rivières à méandres :

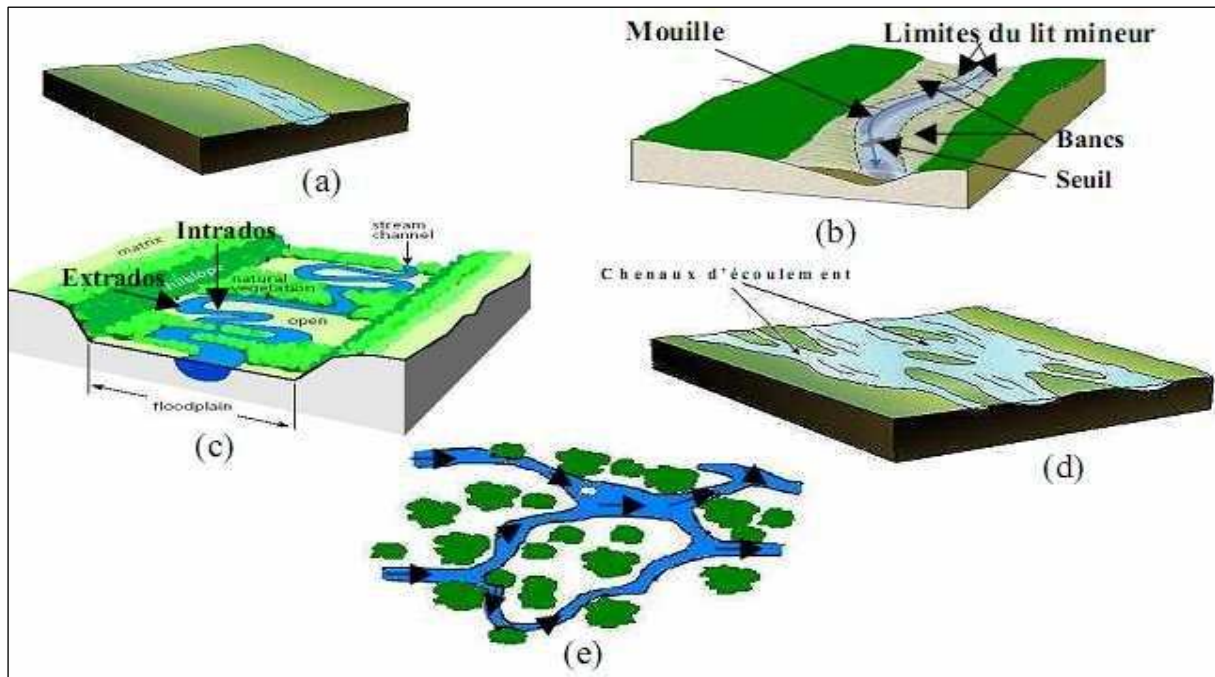
Sont caractérisées par un lit unique, très sinueux, asymétrique et plus large qu'un lit droit. Le chenal d'écoulement comporte un extrados érodé, et des bancs vifs en intrados. Les méandres se distinguent par leur caractère dynamique qui implique d'importants déplacements latéraux et l'allongement du cours du lit suivant une trajectoire ondulatoire.

C) Les rivières en tresse :

Sont des rivières alluviales s'écoulant sur un lit composé de plusieurs chenaux. Ces chenaux sont séparés par de nombreux bancs et îlots. Ils présentent une instabilité spatiale telle que leur lit est en perpétuelle évolution.

D) L'anastomose :

Est un style à chenaux multiples mais stables. Ce style fluvial se rencontre dans les régions à très faible pente, légèrement en amont des plaines deltaïques. Il se compose de plusieurs bras semblables qui se recoupent et qui ne forment pas une arborescence mais un graphe très désordonné.



(a) Rivière avec lit unique droit ; (b) Rivière avec lit mineur sinueux ; (c) Rivière à méandres ; (d) Rivière à bras multiples (tresses) ; (e) Rivière à îles stables (anastomose)

Figure.I.3 : Classification des rivières en fonction de leur forme en plan (Kamal el kadi, 2006)

Les caractéristiques utilisées pour élaborer ces classifications ne se ressemblent pas et sont subjectives. Aucun des styles fluviaux cités précédemment n'est clairement délimité et il existe de nombreux intermédiaires entre deux d'entre eux. Par exemple, la distinction entre les rivières à lit mineur sinueux et les rivières à méandres semble être arbitraire. De plus, au cours du temps, les rivières peuvent passer d'un style fluvial à un autre ; de même sur leur linéaire peuvent alterner chenal unique et chenal en tresse. Par ailleurs, d'autres paramètres intéressants n'ont pas été utilisés. L'érodabilité des berges, la vitesse d'incision du lit et des berges, la végétation du lit majeur, la variation de la granulométrie des sédiments des berges ainsi que les séquences des débits de crues spécifiques semblent être des facteurs importants à prendre en considération pour la classification des lits. En fin, il faut noter que les différents critères de classification ont été établis à partir d'un nombre limité de rivières, et font intervenir des variables caractéristiques telles que le débit ou la largeur à plein bord. Ces variables sont difficiles à définir et à mesurer.

I.3. Estimation des apports liquides et solides

Dans les cours d'eau et particulièrement, pendant les crues se sont les débits liquides qui sont importants et qui sont à l'origine du transport des matières solides, que ce soit par suspension ou par charriage. Si les mesures directes sur les suspensions sont aisées, il n'en est pas de même pour le charriage, qui dépend d'une part de la rigidité initiale des particules solides et de leur comportement rhéologique (Semcha, 2006).

a) Les apports liquides

L'arrivée des débits liquides peut être prévue, à l'aide des observations climatiques recueillies sur de longues périodes. Bien que le passage des précipitations aux débits

soit complexe ; il dépend de plusieurs paramètres (pluie, nature du bassin versant, végétation, degré d'urbanisation et l'évapotranspiration...), deux possibilités sont offertes : soit déduire une série de débits à partir de celle de la pluie, soit évaluer une crue de fréquence F à partir de celle de la pluie de même fréquence. Cela est possible en s'appuyant sur les méthodes statistiques qui permettent d'associer la même fréquence de la pluie au débit généré par celle-ci.

L'absence ou le manque de mesures directes a souvent conduit l'hydrologue à user les modèles statistiques pour générer l'information manquante ou simplifier la représentation spatiale.

L'analyse fréquentielle a montré que l'on peut associer la même période de retour de la pluie au débit généré par celle-ci. Un intérêt particulier réside dans le calcul des débits exceptionnels.

b) Les apports solides

A l'exutoire d'un bassin versant, l'étude de l'érosion se fait essentiellement par la mesure des matières solides qui y transitent. Ces matières sont transportées en suspension ou par charriage au fond du cours d'eau qui draine le bassin versant.

Sans entrer dans les détails des descriptions des différentes méthodes de mesures, nous citons quelques points essentiels. Ces matières solides envasent les retenues, les lacs et les ports. Leur étude est liée à celle des débits qui les transportent et qui peuvent être mesurés par les méthodes classiques. Deux possibilités sont offertes pour mesurer les charges solides dans les cours d'eau :

- les mesures par prélèvement d'échantillons dans le cours d'eau et par interprétation de l'analyse au laboratoire de ces échantillons.
- les mesures directes *in situ*.

Il est signalé toutefois que si les prélèvements et les mesures sont correctement réalisables sur les matières en suspension, il est clair que concernant le charriage, les moyens disponibles actuellement ne sont pas très efficaces.

I.4. Tri granulométrique

Le transport solide par charriage est par essence relié aux matériaux présents sur le fond du lit. Dans les mêmes conditions hydrauliques, les matériaux les plus fins sont transportés plus facilement que les matériaux grossiers. Le débit seuil de début de transport croît quand on considère des granulométries plus importantes.

Cette propriété est responsable de phénomènes de tri granulométrique (**Belleudy, 2001**).

I.4.1. Rôle du tri granulométrique

Les expériences montrent que le tri granulométrique ne se réalise que lorsqu'on se rapproche du seuil de mise en mouvement des grains. En effet, lorsque les particules sont soumises à de faibles vitesses d'eau, les petits éléments sont facilement transportés vers l'aval. En revanche, les éléments grossiers de taille dépassant les compétences de l'écoulement restent à la surface du lit et constituent peu à peu une couche de protection pour les sédiments sous-jacents.

Le phénomène de tri granulométrique affecte le transport solide en réduisant la mise en mouvement des sédiments. Il joue également sur la rugosité qui elle-même influence les conditions d'écoulement et le transport solide. Le tri granulométrique ne concerne en

général que les rivières à gravier caractérisées par une granulométrie étendue et peut être un facteur déterminant pour la stabilité du lit (**Recking, 2006**).

I.4.2. L'armurage et le pavage

En granulométrie étendue, des phénomènes de ségrégation des grosses particules à la surface du lit peuvent se produire. Ils affectent la contrainte seuil de mise en mouvement des matériaux du lit (**Balayn, 2001**).

Il nous paraît important d'introduire une distinction entre l'armurage et pavage. Ces deux phénomènes présentent en effet des mécanismes de formation et des caractéristiques sédimentaires relativement différents. Nous rappelons que le diamètre des sédiments d_i désigne le diamètre tel que $i\%$ en masse des sédiments sont de diamètre inférieur.

a. Armurage

Dans le cas de l'armurage, les particules grossières que l'on retrouve à la surface du lit sont également présentes dans les couches sous-jacentes. Selon Milhous (1973), le diamètre médian des sédiments de la couche d'armurage est de l'ordre de d_{90} de l'ensemble du lit. Hay et Thorne (1983) proposent des valeurs de 1,5 à 2 fois le diamètre médian des sédiments de la couche sous-jacente.

L'armurage se développe en général dans les rivières à substrat graveleux mais quelquefois dans celles à substrat sableux. Harrison (1950) a démontré qu'un mélange de sable et de gravier fin ($d_{50} = 4\text{mm}$, $d_{90} = 8\text{mm}$) peut s'armurer en concentrant les éléments les plus grossiers (diamètre supérieur à 4mm) dans les creux situés entre les dunes. Chin et al., (1994) ont étudié à partir d'un modèle physique la probabilité de développement d'une couche d'armurage. Ils ont constaté que la probabilité d'apparition d'une telle couche était très faible lorsque le matériau avait une étendue

granulométrique σ inférieure à 1,5 (l'étendue granulométrique σ est définie par $\sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}$).

La rupture de la couche d'armurage est un événement assez fréquent. La crue annuelle peut mobiliser les matériaux qui constituent l'armurage ; les matériaux plus fins sont découverts et l'érosion peut reprendre. En revanche, les petites crues plus fréquentes s'écoulent dans lit peu mobile. Au total, le lit est en équilibre dynamique (**Balayn, 2001**).

b. Pavage

Les grains de surface sont nettement plus gros que la fraction grossière des sédiments sous-jacents. Parker et Klingeman (1982) proposent des valeurs du diamètre médian des sédiments de la couche pavée 1,5 à 3 fois supérieures à celles des couches recouvertes (**Kamal El Kadi, 2006**).

La couche de pavage n'est pas rajeunie régulièrement et le tri granulométrique s'accroît jusqu'à former une couche superficielle grossière bloquant tout enfoncement du lit. Le lit est alors en équilibre statique et sa composition granulométrique n'évolue plus. Les particules constituant la surface du lit pavé ne sont mises en mouvement que lors d'épisodes hydrologiques exceptionnels.

Le pavage se produit uniquement dans les rivières à gravier. Il est lié à la modification de l'équilibre de la rivière avec tendance à l'érosion. Il peut être observé au pied d'un barrage hydroélectrique ou à l'exutoire de certains lacs, induisant par leur office de

pièges à sédiments, un mécanisme aval d'incision intense. Il est également observé suite à l'écrêtement de grosses crues qui auraient permis la mobilisation des gros sédiments de fond.

Par ailleurs, du fait de son rôle protecteur, le pavage provoque un déficit de la charge de fond et un excès d'énergie. Ceci peut favoriser l'érosion des berges (**Ramez, 1995**).

I.4.3. Autres phénomènes

Avant que le processus de ségrégation granulométrique ne rende quasiment impossible l'érosion des particules fines, on passe par état intermédiaire où le seuil de mise en mouvement des petites particules est accru, tandis que celui des plus gros grains est légèrement abaissé. Ce phénomène est appelé masquage. Il est dû au fait que la présence des grosses particules perturbe le champ turbulent des vitesses près du fond (épaississement de la couche limite laminaire), ce qui diminue la probabilité d'arrachement d'une particule fine. Cependant, les particules fines présentes dans les interstices écartent les grosses particules qui sont donc surexposées. En quelque sorte, les particules les plus grosses protègent les plus petites, mais sont de ce fait déstabilisées.

D'autre part, dans les rivières de haut de bassin versant, on peut avoir d'importants apports solides latéraux liés aux torrents. Des sédiments souvent très grossiers (blocs, etc.) sont ainsi déposés sur le lit existant. Les crues successives de la rivière étalent cette masse, sans réellement la transporter vers l'aval. On a alors un phénomène de carapage qui bloque toute dynamique du lit (**Balayn, 2001**).

I.4.4. Evolution du diamètre moyen des sédiments de l'amont vers l'aval

Plusieurs auteurs ont montré que le diamètre moyen des sédiments, noté d_m , décroît lorsque l'on va vers l'aval. Deux principaux processus peuvent expliquer ce phénomène:

- l'abrasion : au cours de leur transport, les particules s'entre-choquent et s'usent. Ce phénomène est important pour les graviers et les galets qui diminuent de taille par éclatement et broyage. L'abrasion dépend de plusieurs facteurs, parmi lesquels : la nature et la taille des particules, la vitesse d'écoulement, le débit solide transporté et la distribution granulométrique des sédiments du fond ;
- le tri granulométrique : les sédiments ne présentent pas la même mobilité. Les particules les plus grosses ne peuvent pas être transportées vers l'aval et demeurent au niveau des zones sources. Lorsqu'elles sont transportées, la distance de transport est faible et elles se redéposent très vite. Par opposition, les particules fines peuvent parcourir facilement de longues distances.

Il est difficile de trouver des cas qui permettent de déterminer lequel de ces deux processus est prépondérant. Rice (1999) s'est intéressé au rôle joué par l'abrasion dans l'évolution vers l'aval des caractéristiques des galets de la rivière Colorado (Etats-Unis). Ces observations montrent qu'en 260 km à partir d'Austin, les caractéristiques des galets ont été profondément modifiées.

La taille des galets granitiques a été réduite de 50% et celle de quartz de 30%. Ces changements ne peuvent être dus au tri granulométrique, ce processus étant inopérant sur le segment de rivière considéré. Le même auteur a trouvé que l'abrasion n'intervenait que très peu dans la décroissance du diamètre d_m dans des tronçons de 5 à

20 km de la rivière Pine et de la rivière Sukunka (Canada). Ferguson et al. (1996) ont constaté le même phénomène dans un tronçon de 2,5 km de la rivière Allt Dubhaig (Ecosse) (Kamal El Kadi, 2006).

Toutefois, il faut signaler que l'échelle spatiale d'analyse, relativement petite (quelques dizaines de kilomètres), peut justifier l'effet limité de l'abrasion sur la décroissance du diamètre d_m .

I.4.5. Variabilité latérale d'une granulométrie étendue

La variabilité de la granulométrie est également latérale. Cette variabilité conditionne fortement le transport solide et l'évolution dynamique du lit. Elle est souvent un résultat de l'étendue granulométrique et des conditions d'écoulement.

Lisle et Madej (1992) ont étudié la variabilité latérale de la granulométrie dans la rivière de Redwood Creek (USA). Ils ont constaté qu'uniquement une partie de la section en travers fournissait des sédiments pour être transportés. Ils ont mis en évidence une large variation latérale des contraintes hydrodynamiques, ce qui induit des variations latérales dans la distribution des sédiments composant le lit et les couches sous-jacentes. Ces deux auteurs suggèrent de réaliser le bilan sédimentaire en s'appuyant sur les variables hydrauliques et sédimentaires locales au lieu de considérer des valeurs moyennes.

Lisle et al. (1993) ont étudié au laboratoire l'influence de la granulométrie étendue et de la diminution du flux de sédiments amont sur le transport solide. Ils ont remarqué que le transport solide était souvent accompagné d'une diminution de la largeur active, d'une variabilité latérale de la granulométrie des sédiments composant le lit et d'une formation de bancs de gravier. L'axe de charriage est apparu généralement plus étroit que les secteurs adjacents du lit (Figure I.4). La même tendance a été observée par ces deux auteurs dans six cours d'eau à gravier, où uniquement une partie du chenal d'écoulement contribuait au transport solide pendant le passage de crues à plein bord (Kamal El Kadi, 2006).

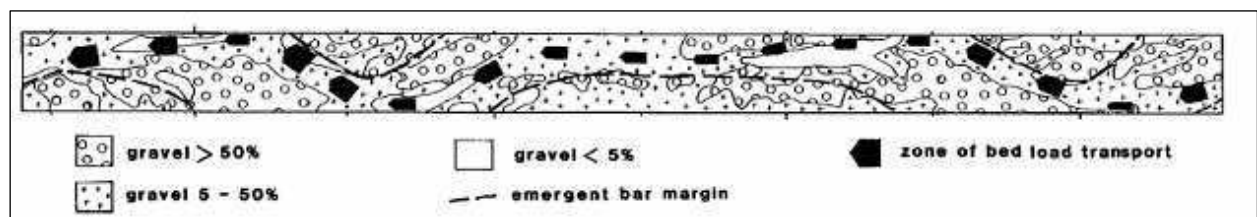


Figure I.4 : Variabilité latérale de la granulométrie (Kamal EL Kadi, 2006)

I.5. Contrainte critique de mise en mouvement

I.5.1. Notion de contrainte critique de mise en mouvement

Il existe une valeur critique de contrainte à partir de laquelle le grain est mis en mouvement. Deux définitions différentes peuvent être données :

- une définition intuitive qui caractérise le début d'entraînement par l'instant où les grains commencent à se déplacer sur le fond. Il est alors très difficile de déterminer un seuil précis. Une raison tient au fait qu'il n'y a pas un accord général sur la quantité de matériaux qui constitue le début de mouvement. Plus

particulièrement, quand l'écoulement est très fluctuant (grosses structures turbulentes), la détermination de ce seuil semble impossible ;

- une définition qui considère la contrainte critique de mise en mouvement comme un paramètre de calage des formules de capacité de transport solide. On mesure le débit solide et on détermine la contrainte critique de sorte que le débit solide mesuré soit égal au débit solide calculé par la formule choisie. La contrainte critique n'est alors bien définie que si les conditions hydrauliques sont bien connues, si les mesures de débit solide sont suffisantes et si la loi de transport solide retenue décrit la réalité de façon acceptable (Balayn, 2001).

I.5.2. Contrainte critique de mise en mouvement pour une granulométrie uniforme

I.5.2.1. Diagramme de Shields

Shields a montré en 1936 que pour une granulométrie uniforme représentée par le diamètre d_{50} , la loi de mise en mouvement des grains pouvait s'exprimer par une simple relation entre la contrainte adimensionnelle $\tau^* = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)d_{50}}$ et le nombre de

Reynolds particulaire $R_{ep} = \frac{\sqrt{\tau} d_{50}}{\nu}$ (où τ est la contrainte hydrodynamique, ρ la masse volumique de l'eau, ρ_s la masse volumique des sédiments, ν la viscosité cinématique de l'eau et g l'accélération de la pesanteur).

Le diagramme de Shields a été déterminé expérimentalement et calé à partir de mesures de débit solide en canal rectangulaire à fond plat, composé de sédiments pseudo-sphériques et mono-dispersés (d_{50} entre 0,36 et 3,44mm). Le début de mise en mouvement correspondait à un déplacement significatif des particules. La courbe de Shields représente donc un seuil moyen de contrainte critique.

Yalin (1977) a transformé la relation de Shields en une relation entre τ^* et diamètre sédimentologique $d_{50}^* = d_{50} \left(g \frac{\Delta}{\nu^2} \right)^{1/3}$ ($\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ est la densité relative des particules) (figure I.5).

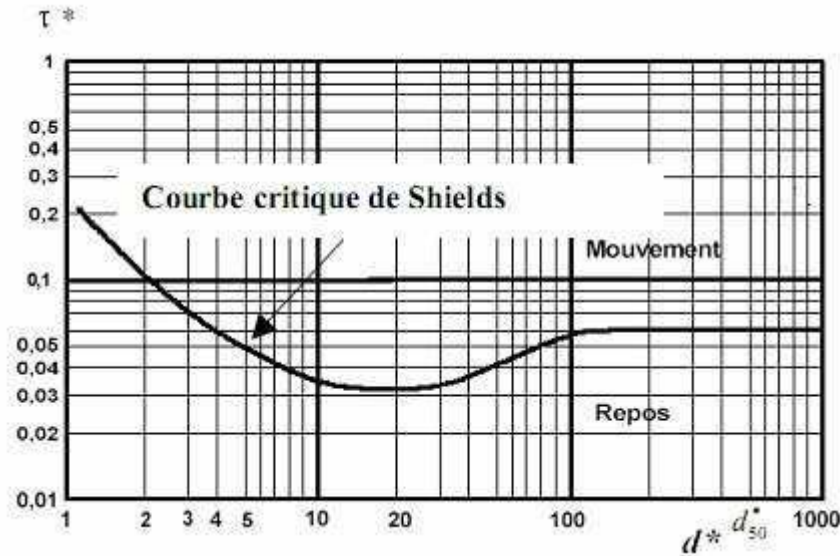


Figure.I.5 : Diagramme de Shields pour une granulométrie uniforme (Yalin, 1977in Kamal el Kadi, 2006)

Guo (1990) propose la relation suivante pour décrire la courbe :

$$\tau_c^* = \frac{0,23}{d_{50}^*} + 0,054 \left[1 - \exp\left(-\frac{(d_{50}^*)^{0,85}}{23}\right) \right] \quad (I.1)$$

Avec :

τ_c^* : contrainte critique adimensionnelle de Shields d'une granulométrie peu étendue, représentée par le diamètre d_{50} .

Yalin et Karahan (1979) estiment que τ_c^* tend vers une valeur constante de 0,045 pour des particules de diamètre d_{50} supérieur à 10 mm et pour un nombre de Reynolds de l'écoulement Re supérieur à 400. D'après Guo (1990), la contrainte adimensionnelle τ_c^* devient sensiblement égale à 0,06 pour des valeurs d_{50} supérieures à 5mm.

Le diagramme de Shields a été établi à partir de plusieurs expériences menées dans un canal à fond plat composé de particules de taille homogène. Pour des particules de diamètre donné, les expériences ont consisté à mesurer le débit solide en fonction de la contrainte hydrodynamique. La contrainte critique de mise en mouvement a été déduite par extrapolation pour un débit solide nul. Cette approche a trois inconvénients majeurs :

- elle suppose que la contrainte hydrodynamique contribue entièrement au transport solide. Cette hypothèse peut être fautive sous certaines conditions hydrauliques qui font apparaître des ondulations de fond. Dans ce cas, une part plus importante de l'énergie est dissipée par l'écoulement sous forme de turbulence, ce qui diminue la part d'énergie disponible pour la mise en mouvement des sédiments. En conséquence, la courbe de Shields surestime la contrainte critique τ_c ;
- en présence de particules entraînées par petits bonds successifs, il est possible, uniquement par un transfert de quantité de mouvement vers les particules immobiles, qu'un lit initialement stable soit soudainement mobilisé sans augmentation préalable de la vitesse d'écoulement.

- L'approche de Shields néglige ce transfert de quantité de mouvement. La contrainte critique τ_c est donc surestimée ;
- lorsque la granulométrie est étalée, il peut se produire un phénomène de masquage par lequel des gros grains protègent les éléments fins et retardent ainsi le transport solide. Dans ce cas, la courbe de Shields est peu recommandée (Kamal El Kadi, 2006).

I.5.2.2. L'approche probabiliste d'Einstein

La mise en mouvement des sédiments dépend fortement de la turbulence de l'écoulement, des interactions inter-granulaires ainsi que la forme et de l'arrangement des particules.

Plusieurs auteurs ont supposé que la mise en mouvement d'une particule de diamètre donné est en soi un problème probabiliste.

Einstein (1950) adopte une approche probabiliste qui prend en considération les fluctuations de l'écoulement dues à la turbulence. Il obtient ainsi une courbe semblable à celle de Shields en introduisant une dispersion autour du seuil critique moyen. Les deux principales hypothèses de cette approche sont :

- la fluctuation des paramètres suit une loi normale ;
- le mouvement d'une particule se fait par sauts successifs. La longueur d'un saut est proportionnelle à la taille du grain.

L'approche d'Einstein constitue une méthode intéressante puisqu'elle introduit les effets de la turbulence et de la position du grain dans un mélange de sédiments. Or des recherches à l'aide d'instruments d'observation fins ont montré que l'hypothèse de normalité est erronée. Par ailleurs, l'usage de la méthode est laborieux. Elle n'est en général utilisée que dans le cadre de la loi d'Einstein de capacité de transport solide (Balayn, 2001).

I.5.3. Contrainte critique de mise en mouvement pour une granulométrie étendue

Dans un contexte d'érosion en granulométrie étendue, le masquage implique que les grains de diamètre supérieur au diamètre représentatif sont légèrement plus mobiles qu'en granulométrie uniforme, tandis que les fractions plus fines sont stabilisées. Cependant, l'érosion des particules fines reste toujours possible, quoi que de plus en plus difficile.

Le diagramme de Shields a été établi pour une granulométrie uniforme. En granulométrie étendue, on peut appliquer ce diagramme pour chaque classe de grains prise séparément. Ce faisant, on néglige le phénomène de masquage. En effet, les gros éléments sont plus exposés et les particules fines sont abritées mais soumises à la turbulence créée par les gros. La mise en mouvement d'un grain ne dépend donc pas seulement des conditions hydrauliques et de son diamètre propre, mais aussi largement de l'appui de ce grain sur la surface et donc sur un ou plusieurs autres grains.

Buffington et Montgomery (1997) ont réalisé une synthèse de toutes les formules empiriques qui traitent de la contrainte critique de mise en mouvement en granulométrie étendue. Cette synthèse a mis en évidence la diversité des formules et les limites de chacune d'elles. Aucune relation universelle n'existe pour calculer la contrainte critique en cas de granulométrie étendue. Plusieurs auteurs ont constaté, à

partir de données de laboratoire et de terrain, que les sédiments de granulométrie étendue avaient sensiblement la même mobilité, donc sensiblement la même contrainte critique de mise en mouvement. D'autres auteurs ont observé des degrés de mobilité différents en fonction de la taille des sédiments, du degré de masquage ou encore des conditions hydrauliques.

Les formulations des seuils de mise en mouvement en granulométrie étendue sont nombreuses. Dans la plupart des cas, il s'agit d'une correction de la valeur de Shields par une fonction puissance du diamètre des grains étudiés. Par rapport à la situation d'une granulométrie uniforme, les fractions les plus fines ont tendance à être protégées tandis que les fractions grossières sont surexposées. Néanmoins, l'inconvénient commun à toutes ces approches réside dans la difficulté du choix des diamètres de classes granulométriques. En d'autre terme, aucune ne propose de méthode et le choix des limites de classes demeure arbitraire alors qu'il conditionne la stabilité globale (Balayn, 2001).

I.5.4. Facteurs influençant la contrainte critique de mise en mouvement

I.5.4.1. Caractère cohésif

La prise en compte du caractère cohésif des dépôts passe a priori par l'augmentation de la contrainte critique de mise en mouvement du substrat ou de certaines de ses classes granulométriques (Balayn, 2001).

Il semble que cet effet soit d'autant plus important que la granulométrie est fine et peu étendue, il n'existe que pour les particules fines et que si elles résistent mieux au faibles débits, en rivière elles sont de toute manière érodées dès que la contrainte augmente. En effet, Kamphuis a montré par une modélisation physique que le facteur majeur pour la mise en mouvement de dépôt cohésif est la présence ou non d'un transport de fond significatif des particules millimétriques. A titre d'exemple, dans un écoulement avec charriage, la contrainte critique de mise en mouvement des fines particules peut être jusqu'à 15 fois inférieure à celle d'un écoulement comparable sans transport. Il apparaît donc que les multiples impacts des particules charriées déstabilisent l'agglomérat des grains fins et cohésifs beaucoup plus efficacement que le seul cisaillement exercé par l'écoulement.

I.5.4.2. La pente du lit et des berges

Les travaux précédents ont concerné le seuil de mouvement de grains sur le fond horizontal. Si on s'intéresse au début de mouvement de grains sur une berge ou sur un lit incliné par rapport à l'horizontale, il faut alors tenir compte de l'effet de la pente sur la valeur de la contrainte critique. En effet, dans le cas des matériaux de la berge ou d'un fond non plat, la force de pesanteur s'ajoute à la force tractrice pour faciliter le début de mouvement.

Bathurst (1985) montre que la contrainte critique adimensionnelle varie très graduellement et demeure entre 0,04 et 0,06 pour des pentes longitudinales inférieures à 1%. Graf et Suszka (1987) proposent une valeur moyenne de 0,045 pour des pentes longitudinales variant entre 0,5% et 2,5%.

Il semble donc, que pour de faibles pentes longitudinales, l'influence de celle-ci peut être négligée. En revanche, l'effet de la pente transversale reste important et conditionne la stabilité des berges et leur érosion (Kamal El Kadi, 2006).

I.5.4.3. La submersion relative

Plusieurs auteurs mettent en relation la contrainte critique de mise en mouvement avec la submersion relative $\frac{h}{d_{50}}$ (h est la hauteur d'eau). Les résultats montrent que la contrainte critique adimensionnelle est une fonction décroissante de la submersion relative. Cependant, l'effet de celle-ci peut être négligé si elle atteint des valeurs élevées. C'est le cas des rivières en période des crues par exemple (Kamal El Kadi, 2006).

I.6. Contrainte hydrodynamique

La contrainte hydrodynamique (ou de cisaillement) τ est la tension tangentielle, due à l'action de l'eau sur la paroi (le périmètre mouillé), dirigée suivant l'axe d'écoulement. Elle dépend de plusieurs facteurs. Parmi lesquels on peut citer :

- les caractéristiques de l'écoulement : débit liquide, vitesse d'écoulement, hauteur d'eau, courants secondaires ;
- la rugosité du lit : représentée par la taille et la forme des grains composant le fond et les berges. La contrainte hydrodynamique est plus importante dans les parties rugueuses de la section d'écoulement ;
- la végétation : elle réduit nettement la capacité d'écoulement du canal, retarde l'écoulement et peut diminuer la contrainte hydrodynamique. Cet effet, dépend principalement de la taille, de la densité, de la rigidité et du type de végétation ;
- les dimensions, la forme et l'irrégularité de la section en travers ainsi que la présence d'embâcles, de débris et d'ouvrages d'art ;
- la sinuosité du cours d'eau : les écoulements dans les courbes sont caractérisés par la présence de courants hélicoïdaux qui engendrent une augmentation de la contrainte hydrodynamique ;
- les ondulations de fond augmentent la dissipation énergétique de l'écoulement, entraînant ainsi une augmentation de la contrainte hydrodynamique ;
- le transport solide, en particulier la suspension. Le maintien du mouvement des particules consomme de l'énergie. Cela va diminuer la vitesse moyenne de l'écoulement et par extension la contrainte hydrodynamique

I.6.1. Contrainte hydrodynamique uniforme

En supposant que la contrainte de cisaillement τ est uniforme le long du périmètre mouillé et en écrivant le bilan des forces qui s'appliquent sur une tranche de rivière en régime permanent, on obtient :

$$\tau = \rho g R_h J \quad (I.2)$$

Avec :

R_h : rayon hydraulique ;

J : pente d'énergie.

Cette méthode est valable pour des rivières très larges ($\frac{L}{h} > 10$, L est la largeur au miroir) dont la rugosité du lit varie peu. Dans ce cas, la contrainte de cisaillement dans la partie centrale de la section est sensiblement constante et tend vers ρgh .

L'équation (I.1) est supposée valable pour un écoulement non permanent. Cependant, elle doit être utilisée avec précaution quand il s'agit d'un cours d'eau caractérisé par une section en travers très irrégulière, un fond ondulé ou encore par une répartition hétérogène de rugosité.

- La connaissance de la répartition de la contrainte hydrodynamique dans une section en travers permet de dimensionner des canaux stables, d'étudier la migration du lit et de concevoir des revêtements pour empêcher l'érosion des berges. On doit également distinguer l'effort de cisaillement exercé sur le fond de l'effort de cisaillement exercé sur les berges afin d'obtenir une bonne estimation du débit solide (Kamal El Kadi, 2006).

I.6.2. Contrainte hydrodynamique efficace

La contrainte τ calculée précédemment représente en fait une contrainte totale qui doit être séparée en deux composantes :

- une contrainte efficace τ_{eff} due à la rugosité de peau (rugosité des grains composant le lit), qui responsable du transport solide;
- une contrainte τ_f due aux formes du lit (irrégularités du fond et des berges).

De telle sorte qu'on peut écrire :

$$\tau = \tau_{eff} + \tau_f \quad (I.3)$$

Les études réalisées en rivières montrent que la contrainte τ_f est très faible dans des systèmes peu sinueux et assez larges. La contrainte τ_{eff} y équivaut presque la contrainte totale τ . En revanche, τ_f atteint des valeurs considérables dans les rivières à sable, caractérisé par un développement d'ondulations de fond. Il en est de même dans les rivières à gravier lorsque les méandres, les seuils et les mouilles y sont développés.

La connaissance de la contrainte hydrodynamique efficace τ_{eff} est primordiale pour le calcul du transport solide par charriage. De nombreux auteurs proposent des relations empiriques pour calculer une valeur moyenne de la contrainte τ_{eff} à partir de la vitesse d'écoulement. D'autres auteurs relient la contrainte efficace τ_{eff} à la contrainte τ en introduisant un facteur de correction χ :

$$\tau_{eff} = \chi \tau \quad (I.4)$$

$$\text{Avec : } \chi = \left(\frac{K}{K_g} \right)^{3/2} \text{ et } K_g = \frac{21}{d_{50}^{1/6}}$$

K : coefficient de Strickler total dû à la fois à la rugosité des grains et aux formes du lit ;

K_g : coefficient de Strickler dû à la rugosité de peau.

La valeur de 3/2 a été proposée par Meyer-Peter et Müller (1948) d'après un calage sur des données expérimentales. Ramette (1981) propose la relation suivante :

$$\chi = \begin{cases} \left(\frac{0,06}{\tau^*} + 0,41\tau^* \right)^{15/16} & \text{si } 0,062 < \tau^* < 2,5 \\ 1 & \text{si } \tau^* \leq 0,062 \text{ ou } \tau^* \geq 2,5 \end{cases} \quad (I.5)$$

I.7. Formules de capacité de transport solide

La capacité de transport solide Q_s^{cap} est le débit solide qu'un cours d'eau est capable de transporter à saturation pour des conditions hydrauliques et une granulométrie donnée.

De nombreux chercheurs ont développé des formules de capacité de transport solide à partir de nombreuses données recueillies en laboratoire ou sur le terrain. Certaines de ces relations reposent sur des bases théoriques. Ces formules donnent rarement des résultats comparables, car elles ont été calées et validées essentiellement sur des canaux expérimentaux et pour des conditions hydrauliques, géométriques et sédimentaires bien définies. Appliquées à des cas réels, la prédiction de ces lois est souvent peu précise (**Kamal El Kadi, 2006**).

Selon Kamal El Kadi, il existe deux approches pour calculer la capacité de transport solide. La première approche est fondée sur un seul diamètre représentatif des sédiments en mouvement. La deuxième approche s'appuie sur des classes de grains représentant l'étendue granulométrique du matériau transporté.

Pour quantifier le charriage ou le transport total, la littérature propose une large palette de relations où la capacité de transport solide est exprimée essentiellement selon les trois formulations suivantes :

I.7.1. Formulations en fonction de la tension de frottement (τ)

A) Formule de Meyer-Peter et Müller

La très classique formule de Meyer - Peter et Müller (1948) a été établie à partir d'une multitude de mesures en canaux dans les conditions suivantes :

- débit liquide par unité de largeur compris entre 2 et 4000 m²/s ;
- tirant d'eau compris entre 0,01 et 1,20 m ;
- écoulement uniforme avec une pente d'énergie comprise entre 0,4 et 20 mm/m ;
- transport par charriage seul ;
- granulométrie uniforme de diamètre compris entre 0,4 et 30 mm ;
- masse volumique des sédiments uniforme comprise entre 1250 et 4200 kg/m³.

Cette loi lie la capacité de transport par unité de largeur à la différence entre les facteurs de Shields local et critique. Dans les expériences de Meyer - Peter et Müller, le seuil de mise en mouvement adimensionnel est de $\tau_c^o = 0,047$.

$$q_s^{capo} = 8 \cdot (\tau_{eff}^o - \tau_c^o)^{3/2} \quad (I.6)$$

Avec :

q_s^{capo} : capacité de transport adimensionnelle par unité de largeur ;

τ_{eff}^o : contrainte adimensionnelle efficace.

B) Formule de Smart et Jaeggi

Smart et Jaeggi (1983) complétèrent les expériences de Meyer - Peter et Müller en ajoutant soixante dix sept essais pour des pentes de fond s'étalant de 0,03 à 0,2 m/m. leur formule s'exprime :

$$\begin{cases} q_s^{cap} = 4,2 K_s^{cap} q \frac{J^{1,6}}{\Delta} \left(1 - \frac{\tau_c^*}{\tau^*} \right) \\ \tau_c^* = 0,03 \cos \alpha_J \left(1 - \frac{tg \alpha_J}{tg \phi} \right) \\ J = tg \alpha_J \end{cases} \quad (I.7)$$

Avec :

q : débit liquide par unité de largeur.

I.7.2. Formulations en fonction du débit liquide

A) Formule d'Engelund et Hansen

La loi de d'Engelund et Hansen (1967) permet de calculer la capacité de transport solide total pour des sédiments non cohésifs. La formule est inspirée du concept de puissance de l'écoulement introduit par Bagnold (1977). Pour l'élaboration de cette formule, les auteurs tiennent compte de l'éventuelle présence de dunes par le biais d'une relation de perte d'énergie légèrement différente de celle de Manning-Strickler ; il n'y a donc pas lieu de faire appel à une correction de la force tractrice.

Elle a été validée sur de nombreuses mesures expérimentales (canal de 50 m de longueur pour 2,40 m de largeur, sédiments de 0,19 à 0,93 mm) et de terrain. Les auteurs précisent son domaine de validité et ses caractéristiques :

- écoulement uniforme ;
- transport total, paramètre de Shields $0,15 < \tau^o < 2,5$;
- $d_{50} > 2\text{mm}$ et granulométrie assez peu étendue : $(d_{80}/d_{16})^{1/2} < 2,0$.

$$q_s^{capo} = 0,05 \cdot \frac{C^2}{g} \cdot \tau^{o\ 5/2} \quad (I.8)$$

C : coefficient de frottement de Chézy ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$).

B) Formule d'Ackers et White

La formule d'Ackers et White (1973) a été développée pour un transport solide total et pour une granulométrie uniforme ou peu étendue. La formule a été calée sur 925 mesures de terrain, avec un diamètre d_{50} qui était inférieur à 28 mm et que la submersion relative $\frac{h}{d_{50}}$ était inférieure à 200. Ackers et White précisent que le diamètre

d_{35} est la meilleure référence pour le diamètre D . Le champ d'application de la formule est limité au régime d'écoulement fluvial où le nombre de Froude F_r est inférieur à 0,8.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s^{cap} = K_s^{cap} \frac{qG_{gr} D}{h} \left[\frac{V}{\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}} \right]^{n_1} \\ G_{gr} = n_3 \left(\frac{F_{gr}}{A_{gr}} - 1 \right)^{n_2} \\ F_{gr} = \frac{\left(\sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \right)^{n_1}}{\sqrt{g\Delta D}} \left[\frac{V}{\sqrt{32} \log \left(10 \frac{h}{D} \right)} \right]^{1-n_1} \end{array} \right. \quad (I.9)$$

Les paramètres n_1, n_2, n_3 et A_{gr} sont définis en fonction de D^* :

	$1 < D^* < 60$ ($0,06 < D < 2$ mm)	$D^* > 60$ ($D > 2$ mm)
A_{gr}	$A_{gr} = 0,14 + 0,23/\sqrt{D^*}$	0,17
n_1	$n_1 = 1 - 0,56 \log D^*$	0
n_2	$n_2 = 1,34 + 9,66/D^*$	1,5
n_3	$\log n_3 = 2,86 \log D^* - (\log D^*)^2 - 3,53$	0,025

I.7.3. Formulations probabilistes

Einstein (1942) propose une loi de charriage fondée sur une théorie stochastique, pour des grains homogènes ou pseudo-homogènes. Il a supposé que la mobilité d'un grain suit une loi de probabilité Normale. La formule a été établie dans les conditions suivantes :

- masse volumique des sédiments ρ_s entre 1300 et 4200 kg/m³ ;
- absence d'ondulations de fond ;
- granulométrie uniforme, diamètre médian d_{50} entre 0,3 et 28,6 mm.

$$q_s^{cap} = 2,15 K_s^{cap} \sqrt{g\Delta D^3} \exp\left(-\frac{0,391}{\tau_{eff}^*}\right) \quad (I.10)$$

En conclusion, le choix de la formule de capacité de transport solide est particulièrement important dans une étude géomorphologique. L'application des lois de capacité de transport solide à des situations réelles implique le respect de leurs domaines de validité. Dans ce contexte, le choix de la meilleure formule pour un cas donné revêt une importance capitale.

I.8. Modèles numériques de transport solide

Les codes de calcul en hydraulique fluviale sont à une dimension (1-D), à deux dimensions (2-D) et rarement à trois dimensions (3-D). Le modèle est choisi en fonction de la topographie du cours d'eau, des phénomènes étudiés, de l'échelle de résolution

spatiale et des objectifs de la modélisation. Nous les présentons brièvement dans ce chapitre.

I.8.1. Typologie des modèles

On distingue essentiellement trois types de modèles :

I.8.1.1. Modèles unidimensionnels

Les codes numériques unidimensionnels (1-D) sont généralement utilisés pour modéliser les écoulements ayant une direction privilégiée, possédant une cote de la surface libre constante dans une section en travers et vérifiant un champ de pression hydrostatique. La géométrie du cours d'eau est représentée par une succession de profils en travers eux-mêmes repérés sur un profil en long (**Buil, 1999**).

Les modèles numériques 1-D reposent sur l'utilisation de valeurs moyennes ou uniformes dans la section en travers. Ils ont été largement utilisés pour étudier l'impact des aménagements sur la morphologie des rivières. Ils peuvent être mis en application à différents niveaux de complexité, depuis la localisation des zones d'érosion et de dépôt pour un débit hydraulique donné, jusqu'à la simulation de scénarios hydrologiques ou d'aménagement sur plusieurs années (**Balayn, 2001**). Ils conviennent également aux problèmes relatifs à la continuité sédimentaire sur une portion du profil en long. On peut par exemple évaluer les conséquences de la rupture de l'équilibre entre l'hydrologie, la pente du cours d'eau, le flux solide et la granulométrie.

Limites des modèles unidimensionnels

L'hypothèse de pression hydrostatique limite l'applicabilité des modèles 1-D aux situations exemptes de ruptures de topographie ou du niveau d'eau (chutes, ressauts hydrauliques).

En outre, ces modèles sont moins appropriés quand il s'agit d'étudier les variations morphologiques locales à une échelle de temps qui n'excède pas quelques années.

L'approche unidimensionnelle présente aussi de sérieuses limites dans le cas d'un système fluvial à bras multiples. Elle n'est pas assez précise non plus pour simuler les processus qui résultent de l'établissement de courants hélicoïdaux dans les courbes.

I.8.1.2. Modèles bidimensionnels

Les codes numériques bidimensionnels (2-D) découlent de l'intégration verticale des équations de Navier-Stokes à trois dimensions en posant différentes hypothèses fondamentales dont celle de la pression hydrostatique. La géométrie du cours d'eau est représentée par un maillage 2-D. La description des écoulements dans ces modèles est plus précise puisqu'elle fait intervenir les deux composantes de la vitesse moyenne d'écoulement sur une verticale.

Ces modèles sont souvent utilisés sur une portion de cours d'eau, lorsque la modélisation 1-D est mise en défaut, ou bien pour accéder aux champs de vitesse 2-D. Ils sont également utilisés pour traiter des configurations particulières tels que les confluences, les bifurcations, le développement de méandres ou encore l'écoulement près d'obstacles.

Limites des modèles bidimensionnels

Ces modèles sont délicats à mettre en œuvre (donnés, problèmes numériques, représentation des ouvrages) et difficiles à mettre en application sur des simulations de long périodes.

En particulier, ils nécessitent la connaissance des paramètres pour chaque maille et non pas pour chaque profil en travers comme pour les modèles 1-D. En ce qui concerne le calcul du transport solide et de l'évolution du fond, les limites viennent essentiellement du fait que ce type de modèles a été conçu au départ pour des applications en hydraulique côtière où les sédiments sont fins et la granulométrie relativement uniforme. Carling et al. (2000) constatent que les modèles 2-D ne sont pas adaptés pour simuler la propagation d'ondulations de fond dans les rivières à bras multiples. Ceci est lié aux limites de la modélisation bidimensionnelle qui ne permet pas de prédire correctement la migration latérale des ondulations de fond et les phénomènes de turbulence qui lui sont associés.

I.8.1.3. Modèles tridimensionnels

Les écoulements dans les courbes sont en générale de nature tridimensionnelle. En effet, la force centrifuge produit un champ de vitesses non uniforme, cause une surélévation du niveau d'eau et génère des courants secondaires pouvant se manifester sur de longues distances en aval des courbes. D'autre part, la succession des courbes conduit à perturber davantage l'écoulement et à augmenter son degré de complexité.

Les modèles tridimensionnels (3-D) s'appuient sur les équations de Navier Stokes et permettent une modélisation fine des écoulements. Parmi les modèles 3-D à fond mobile, on peut citer notamment CCHE3D (Wu et al, 2000), applicable à des rivières à sable, et SSIIM (Olsen, 1991), mis au point pour étudier les écoulements et les mouvements de sédiments autour de grosses rugosités (Kamal El Kadi, 2006).

Limites des modèles tridimensionnels

Peu de codes tridimensionnels à fond mobile existent. En effet, ces modèles nécessitent un temps de calcul considérable. En outre, ils requièrent une large connaissance des données initiales et des conditions aux limites, ce qui n'est pas évident dans la majorité des cas.

I.9. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté quelques éléments d'hydraulique fluviale : les mécanismes du transport solide, la turbulence, la notion d'équilibre dynamique, la typologie des rivières et les styles fluviaux. Ensuite, nous avons abordé quelques aspects fondamentaux pour élaborer un modèle de transport solide, à savoir : le tri granulométrique, la contrainte de cisaillement, la mise en mouvement des particules et les lois de capacité solide. A la fin du chapitre, nous avons également présenté une synthèse des différents modèles numériques de transport solide.

Chapitre II : Présentation de quelques travaux sur la simulation de transport solide

Dans ce chapitre, nous présentons quelques travaux concernant la simulation numérique de transport solide. Ces travaux visent à tester le comportement des différents codes de calcul entre autre, Telemac (2D et 3D), Rubar20TS (2D) et RubarBE (1D) sur des cas de terrain. Le choix porté sur ces trois codes est justifié d'une part, par l'objectif de l'application à réaliser et d'autre part, par la disponibilité du logiciel Rubar20TS dans le cadre d'une convention entre Cemagref et ENP d'Alger.

Il s'agit à la fois de confronter les prédictions numériques aux mesures sur le terrain et de déterminer les limites d'application des modèles utilisés.

Cinq travaux sont traités, chacun correspond à une situation différente.

II.1. Les travaux de Kamal El Kadi A., Paquier A., Lapuszek M. et Lenar Matyas A. (2003)

En 2003, **Kamal El Kadi** et ses collaborateurs ont entrepris des simulations sur la rivière Raba. En effet, la rivière Raba est une rivière de montagne qui constitue un affluent de la Vistule au sud de la Pologne (figure II.1). Elle descend des carpathes et a, de ce fait, un régime hydrologique très marqué avec une sécheresse de fin d'été et d'hiver. Le bassin versant a une superficie totale de 1537 km².

La rivière Raba est interceptée par le barrage de Dobczyce (Pk 62,0). Seul le bief amont faisait l'objet d'une modélisation numérique : le bief amont du Pk 81,83 au Pk 77,75 situé quelques kilomètres en amont du barrage. En ce point, le débit de pointe centennial est de 1500 m³/s.



Figure II.1 : Carte de situation de la rivière de Raba (Lapuszek et al., 2003)

A) Description du site d'application (bief amont)

Le bief amont est limité à son extrémité aval (Pk 77,75) par un seuil barrant la rivière. Il a été affecté en 2003 par l'élargissement de la route Cracovie - Zapokane. Le profil en

travers de la rivière a été ainsi le plus souvent rétréci. Le tracé a été rendu plus rectiligne, suivant en cela la tendance des phases successives de travaux entrepris au 20^{ème} siècle. L'incision moyenne du lit est estimée à 3 m depuis 1900 (figure II.2).

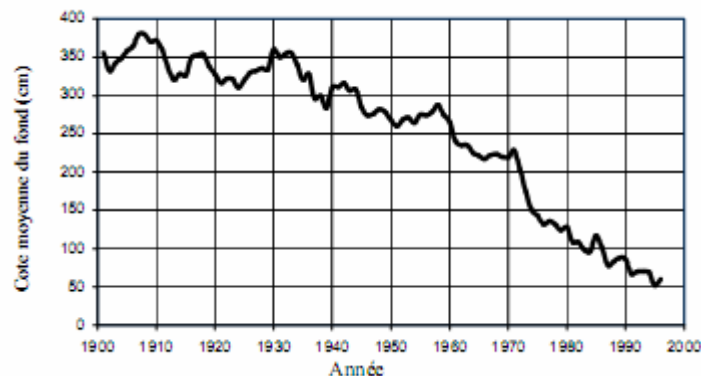


Figure II.2 : Bief amont de la rivière Raba. Incision du lit (Lapuszek et al., 2003)

B) Objectifs des travaux de simulation

Le choix du bief amont renvoie à une situation où l'on veut se servir du modèle pour prévoir les tendances d'évolution à moyen terme dans une situation après travaux. La Raba amont a été traitée dans deux configurations différentes : une avant travaux et une après travaux.

C) Modélisation numérique

Dix neuf sections en travers ont été levées à la fois avant (en 1999) et après (en 2003) les travaux liés à l'élargissement de la route. Pour chaque configuration (avant et après travaux), le bief est décrit par 44 sections interpolées à partir des profils levés, le pas d'espace longitudinal moyen étant de 100 m.

La granulométrie des sédiments composant le fond est uniforme avec un diamètre médian $d_{50}=28\text{mm}$ et un facteur d'étendue granulométrique $\sigma = 1,7$ avec $\rho_s = 2650\text{kg/m}^3$.

Pour les deux configurations, un débit liquide de $250\text{ m}^3/\text{s}$ est appliqué sur une période de 12 heures, c'est-à-dire suffisamment longtemps pour que des tendances nettes s'établissent. Ce débit correspond à un débit instantané de période de retour de 10 ans. Le choix d'un tel calcul repose sur l'hypothèse que l'effet de la succession de débits variables peut être approché par l'effet d'un débit moyen lorsqu'on ne souhaite connaître que les tendances à moyen terme.

En soulignant par ailleurs qu'un calcul sur ce cas avec la chronique de débits, sur 20 ans, a montré que les tendances en dépôt ou érosion étaient effectivement les mêmes.

Dans l'absence de données de terrain en ce qui concerne le débit solide, l'écoulement est maintenu à saturation à l'entrée du tronçon (débit solide égal à la capacité maximale de transport dans la section amont).

A l'aval, le niveau d'eau est maintenu constant et égal à 291,83 m (valeur correspondant au débit de $250\text{ m}^3/\text{s}$ sur la courbe de tarage).

Le coefficient de Manning-Strickler est de $35\text{ m}^{1/3}\text{ s}^{-1}$ pour le lit mineur et de $14\text{ m}^{1/3}\text{ s}^{-1}$ pour le lit majeur.

Chapitre II : Présentation de quelques travaux sur la simulation de transport solide

La distance de chargement est nulle. La capacité de transport solide est calculée par la formule de Meyer-Peter et Muller (1948) avec $K_s^{cap} = 1$. La modification de la géométrie du lit est effectuée en supposant que la déformation est uniforme en cas d'érosion. En cas de dépôt, le fond de chaque section est comblé progressivement par des couches horizontales de sédiments.

D) Résultats de la simulation

i. Avant travaux

Le tableau suivant résume une comparaison qualitative entre les résultats du modèle RubarBE et des observations réalisées en 2002.

Pk	Déformation du fond calculée par RubarBE en (m)	Observations 2002
81,47	0,15	Dépôt : tronçon localisé à l'aval d'un pont, tracé rectiligne et tendance à l'élargissement
81,42	0,36	
81,14	0,40	
81,08	0,22	Dépôt : tracé rectiligne avec présence de banc de dépôt
80,74	- 0,24	Forte érosion : présence d'un méandre, berges et fond érodables
80,52	0,10	Dépôt : tracé rectiligne avec présence de bancs de dépôt
79,72	- 0,38	Forte érosion : berges encaissées mais fond érodable
78,98	0,435	Dépôt : présence de bancs de dépôt

Tableau II.1 : Comparaison qualitative entre résultats numériques et observations sur terrain

Une similitude qualitative entre les évolutions prédites et observées a été constatée : les résultats du modèle respectent les tendances et la localisation des zones de dépôt et d'érosion.

ii. Après travaux

La figure ci-après permet de comparer les résultats de RubarBE avec des mesures sur le terrain réalisées en 2005 : le comportement du modèle est en accord avec les mesures. Cet accord concerne la localisation des zones de dépôt et d'érosion mais également les ordres de grandeur des variations d'élévation du fond.

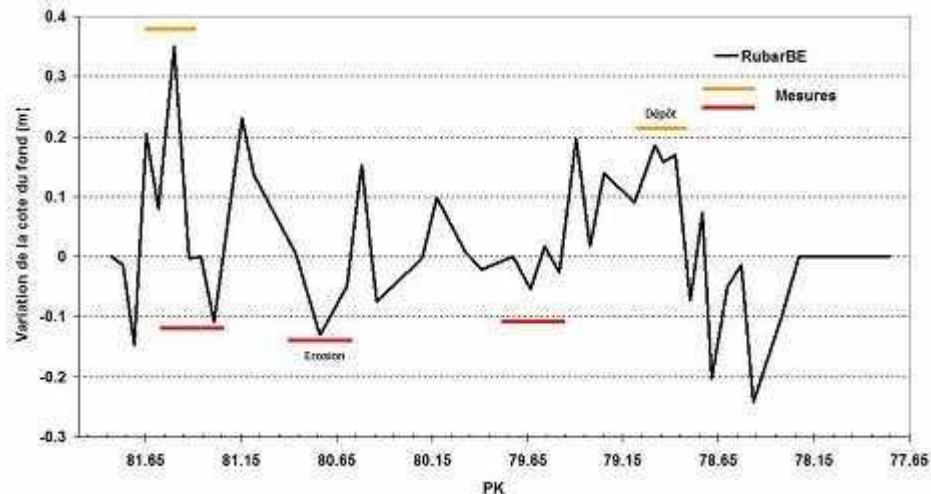


Figure II.3 : Bief amont de la rivière Raba après travaux. Variation de la côte du fond

E) Conclusion

Dans le cas du bief amont de la rivière Raba, le modèle permet de reproduire une évolution quantitative correcte en terme d'évolution du fond ; une concordance acceptable étant obtenue entre les mesures effectuées et les résultats de simulation en ce qui concerne l'évolution du fond.

En outre, le démixage introduit dans RubarBE pour traiter le tri granulométrique, a permis d'améliorer les résultats numériques et de s'approcher des mesures.

II.2. Les travaux de M. Bessenasse, A. Kettab et André Paquier (2003)

En 2003, **Bessenasse** et ses collaborateurs ont tenté de construire un modèle numérique destiné à prédire la formation et l'évolution de dépôts de sédiments à l'amont du barrage Zardezas (Est de l'Algérie). A partir d'informations sur les apports en eau et en sédiments en provenance du bassin versant consolidées par une analyse hydrologique en QdF¹, un modèle hydraulique bidimensionnel horizontal couplant équations de Saint-Venant et une équation de convection-diffusion est mis en œuvre.

L'application de ce modèle a été effective sur la retenue de Zardezas de la région de Skikda et une méthode empirique est abordée pour analyser la dynamique de remplissage d'une retenue, afin de corréliser débit solide et débit liquide, pour enfin estimer l'apport de sédiments susceptible de se déposer à l'amont d'une retenue et d'en déduire sa durée de vie.

Toute démarche de modélisation dans le domaine de transport solide nécessite une analyse hydrologique bien spécifique. En effet, le volet hydrologique représente une phase assez importante pour l'étude du cycle sédimentaire d'un bassin versant.

A) Etude hydrologique

L'objectif de cette étude est d'adopter une méthodologie hydrologique pour déterminer les données nécessaires pour les injecter dans le contexte général du cycle sédimentaire.

¹ QDF : Débit-durée-fréquence.

i. Analyse hydrologique

Elle a permis aux auteurs de disposer d'une chronique de débits quotidiens sur 26 années environ (1968-1993). A cette chronique, sont associés les débits de pointe maximaux mensuels ainsi que quelques crues observées $Q(t)$ qui nous renseignent sur le temps de transfert hydraulique du bassin versant. Les données pluviométriques nécessaires à l'estimation des crues de grande période de retour, sont évaluées par le Gradex des pluies maximales de 24h ($G_{p24h}=24,7\text{mm}$) du poste pluviométrique situé à l'exutoire du bassin versant, ce qui n'est pas du meilleur choix mais le seul possible.

ii. Modélisation QdF selon le concept de convergence des distributions

La variabilité temporelle des crues est étudiée à partir de deux variables hydrologiques notées par convention $VCXd$ et $QCXd$ (Figure II.5) : $VCXd$ est le débit moyen sur la durée continue d , maximal lors de la crue, et $QCXd$ représente le débit seuil, continûment dépassé sur la durée d , maximal lors de la crue. Lorsque $d=0$, les deux variables sont égales au débit instantané maximal QIX . Pour la suite, ils proposeront $V_d = VCXd$ et $Q_d = QCXd$.

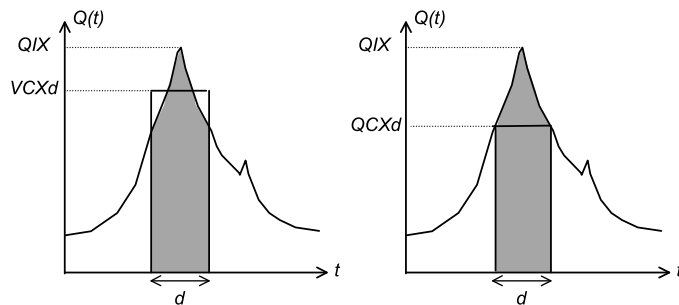


Figure II.4 : Définition des variables hydrologiques

iii. Distributions modélisées et quantiles de crue

La figure II.5 visualise les modélisations QdF obtenues pour les crues, de faible ou de grande période de retour, ainsi que les échantillons observés ou estimés par extrapolation. Les auteurs ont constaté deux événements exceptionnels en pointe de période de retour théorique proche de la centennale et dont les volumes sur 24h sont beaucoup plus rares. Pour le pas de 24h, l'extrapolation relative vérifie les quantiles rares expérimentaux (Figure II.5) estimés à partir du gradex des pluies maximal connu ($G_{p24h} = 24,7 \text{ mm}$).

L'hydrogramme de projet, dit encore Hydrogramme de Synthèse Monofréquence (HSMF), est défini par un temps de montée t_m de 4h ($t_m \leq D=4h$) et une courbe de récession $Q(d,T)$ relative aux durées d . Cet hydrogramme a la propriété d'être homogène en période de retour quelle que soit la variable Vd ou Qd considérée. Les HSMF apportent ainsi une connaissance objective du régime des crues du bassin versant du Saf-Saf et constituent en ce sens les entrées hydrologiques privilégiées des modèles hydrauliques pouvant être mis en œuvre pour le suivi de l'évolution de la sédimentation dans la retenue de Zardezas.

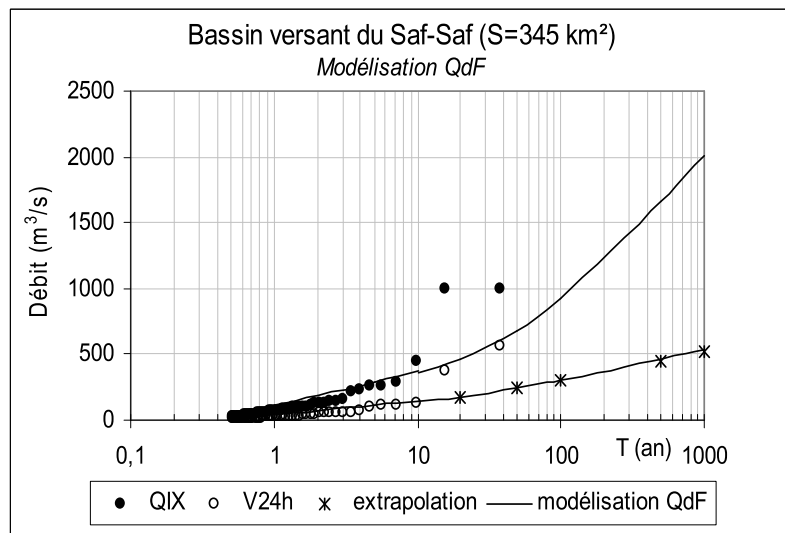


Figure II.5 : Modélisation QdF du régime des crues

B) Modélisation numérique

Un modèle numérique de transport solide a été développé dans le but de calcul de la variation de volume, et donc de hauteur moyenne de fond, dans une section ou un élément de section en fonction de temps.

Les données nécessaires dépendent essentiellement du modèle retenu et de la précision qu'il permet d'atteindre. On distingue les données topographiques (ou bathymétriques) et les données relatives aux apports liquide et solide. Ce deuxième type de données peut provenir directement de mesures locales en un point du réseau hydrographique.

Le modèle développé devait répondre à trois critères :

- pouvoir apporter une réponse opérationnelle pour des retenues en phase d'envasement ;
- être adaptable à différents niveaux de connaissance de la retenue ;
- prendre en compte de manière suffisamment souple les échanges entre les particules en mouvement et le fond.

Un modèle bidimensionnel horizontal donnant un champ de vitesses au-dessus de tout point du fond permet de déterminer la localisation des dépôts dès qu'un terme d'échange avec le fond est défini. Ce terme va intégrer la distribution de la concentration sur la verticale et les échanges entre couches au fond de la retenue. Son emploi reste lourd surtout dans des cas où les données ne sont pas suffisamment détaillées.

Dans ces travaux, un modèle bidimensionnel est mis en œuvre et qui sera décrit en détail dans le chapitre IV.

i. Modèle bidimensionnel

Pour des problèmes plus généraux et lorsque les données sur les apports et la topographie des dépôts sont plus nombreuses, un modèle bidimensionnel horizontal a été élaboré. Les hauteurs d'eau et les vitesses sont obtenues à partir d'une résolution des équations de Saint-Venant alors que les sédiments sont représentés par une concentration obéissant à une équation de convection-diffusion. Le système d'équations à résoudre est alors le suivant :

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

$$\begin{aligned} \frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial\left(u^2h + g\frac{h^2}{2}\right)}{\partial x} + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} = & -gh\frac{\partial Z}{\partial x} - g\frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{K_s^2h^{1/3}} + D\left(\frac{\partial}{\partial x}\left(h\frac{\partial u}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial x}\left(h\frac{\partial u}{\partial y}\right)\right) \\ & + \frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uvh)}{\partial x} + \frac{\partial\left(v^2h + \frac{h^2}{2}\right)}{\partial y} \end{aligned} \quad (\text{II.5})$$

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(huC)}{\partial x} + \frac{\partial(hvC)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(hD_x\frac{\partial C}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hD_y\frac{\partial C}{\partial y}\right) + E \quad (\text{II.6})$$

Où :

- E : la somme des taux d'érosion et de sédimentation ;
- C : la concentration des particules en suspension ;
- D_x et D_y : les coefficients de dispersion dans les directions x et y ;
- u et v : les vitesses dans les directions x et y ;
- h : la hauteur d'eau, Z la cote du fond ;
- g : l'accélération de la pesanteur ;
- D : une constante de diffusion, K est le coefficient de Strickler.

Cette approche classique pour des sédiments en suspension suppose la définition de lois d'échange entre les particules au sein du liquide et celles présentes sur le fond, mais doit également prendre en compte l'évolution des dépôts.

C) La simulation numérique

Pour la simulation, Bessenasse et ses collaborateurs ont choisi un coefficient de Strickler moyen pour tout le fond de $K=40\text{ m}^{1/3}\cdot\text{s}^{-1}$.

En raison de manque de données, les auteurs ont choisi par expérience (arbitrairement) une granulométrie uniforme de diamètre $d_{50} = 0,1\text{ mm}$.

- **conditions initiales et conditions aux limites**

Le barrage est muni de cinq vannes dont la partie inférieure est située à la cote 181 m.

La vanne du centre comporte, sur sa partie supérieure, un volet déversant pouvant être abaissé pour évacuer les crues.

Pour modéliser cet ouvrage, ils ont choisi une loi pour les vannes et l'évacuateur de crue, les résultats sont enregistrés sur le tableau suivant :

Z (m)	180	181	190	194	199	199.03	199.14	199.42	199.68	200.08
Q (m³/s)	0	0	0.74	0.89	1.049	2.0508	11.054	51.062	200.75	201.16

Tableau II.2 : Loi de tarage

Pour déterminer les conditions aux limites amont ainsi que les conditions initiales une méthode QdF a été développée en collaboration avec le Cemagref, basée sur les probabilités. Cette méthode a pu fournir des renseignements à partir de neuf crues représentatives.

D) Les résultats de simulation

Les conditions dans lesquelles la simulation était faite, avaient engendré de nombreuses modifications. En effet, le maillage n'était pas correct et les paramètres de réglage non plus. Par conséquent, les auteurs ont restreints l'application uniquement sur cinq crues.

Ils présentèrent des résultats succincts obtenus avec $\alpha = 0.1$ et $M=0.01$.

La figure suivante montre l'évolution du fond sur une durée de 48h.

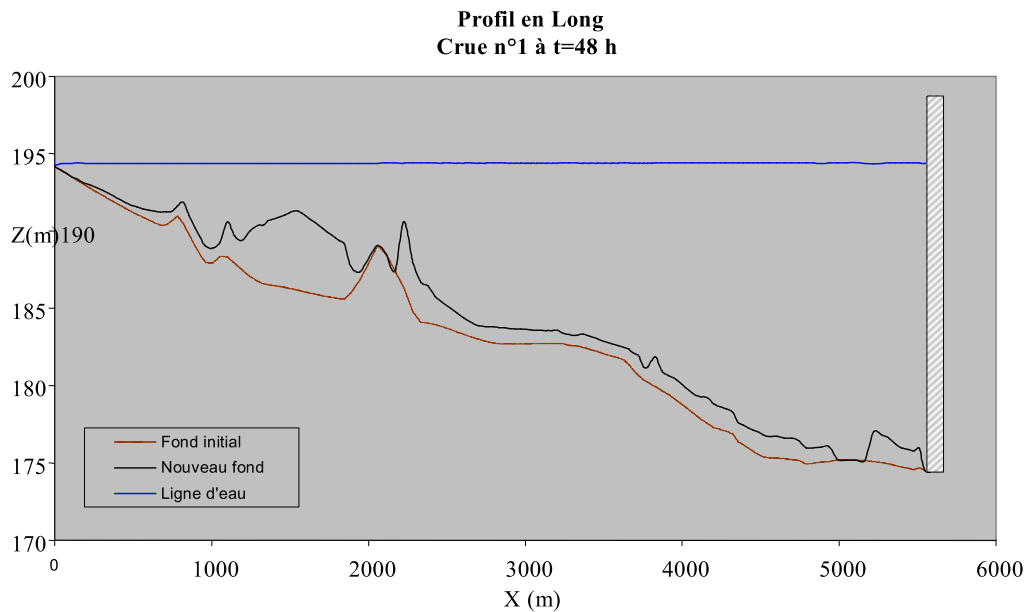


Figure II.6 : Profil en long de la retenue après dépôt

Afin d'obtenir des résultats plus fiables, Bessenasse et ses collaborateurs ont simplifié le maillage et repris le calcul sur l'ensemble d'une période (1975-1986).

Les conditions aux limites sont, à l'amont, l'hydrogramme et les concentrations, à l'aval, une loi de tarage correspondant au fonctionnement du barrage avec vannes ouvertes soit l'addition d'une loi de vanne pour les 5 vannes et d'une loi de déversoir pour le volet déversant servant d'évacuateur de crue.

Le maillage simplifié comprend 1005 mailles. Il s'appuie sur les profils en travers levés et des lignes directrices joignant les points caractéristiques de ces profils en travers. La dimension des mailles varie de 10 à 80 m. Un coefficient de Strickler de $40 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ a été choisi du fait du lissage de la topographie par les dépôts de sédiments.

Le calage a donc été effectué sur ce seul paramètre en supposant qu'il ne varie pas dans le temps étant essentiellement lié aux caractéristiques des sédiments.

E) Conclusion

La simulation numérique effectuée sur la retenue Zardezas en Algérie, par l'utilisation d'un modèle hydraulique bidimensionnel horizontal, donne un volume total de sédiments proche du volume réel déposé dans la retenue pendant la période 1975-1986

(après calage du modèle) . Grâce au calage d'un paramètre, le dépôt en moyenne, positionné convenablement dans la retenue. Les écarts locaux d'épaisseur et de répartition des dépôts montrent la difficulté de calage inhérente à tout modèle de transport de sédiments ainsi que la nécessité d'affiner le maillage pour prendre en compte les singularités topographiques locales et les fortes pentes.

II.3. Les travaux de Jean-Michel Hervouet et Catherine Vilaret (2004)

En 2004, **Jean-Michel Hervouet et C. Vilaret** ont montré l'intérêt des approches intégrée et couplée pour le calcul des évolutions sédimentaires, ils y abordent, dans le cadre du système hydro-informatique TELEMAT, le couplage entre hydrodynamique et charriage sur le fond, le traitement simultané du charriage et de la suspension, et le calcul intégré de l'hydrodynamique et de la suspension en 3D.

Le cadre des travaux présentés ici consiste en la simulation avec le logiciel Telemac, avec ses deux modules hydrodynamiques : Telemac-2D (équations de Saint-Venant en dimension 2) et Telemac-3D (équations de Navier-stockes tridimensionnelles à surface libre), ainsi que son module sédimentaire Sisyphe qui résout une équation d'évolution des fonds dans laquelle le taux de transport est calculé par différentes formules de transport par charriage.

Ce modèle a été récemment étendu au transport en suspension. En dimension 2, le couplage interne, pas de temps par pas de temps, entre Telemac-2D et Sisyphe a été choisi, et son intérêt sera clairement mis en exergue dans le paragraphe 2.

Les deux modes de transport sont le charriage au niveau du fond et la suspension dans la colonne d'eau. Le premier est calculé par une formule semi-empirique, tandis que la suspension est calculée en résolvant une équation transport-diffusion, détaillée dans le paragraphe 3. L'approche couplée charriage-suspension permet une représentation plus réaliste des écoulements hors-équilibre, comme le montre le cas de l'évolution d'une tranchée.

Dans le cas tridimensionnel, l'équation de transport-diffusion est intégrée dans Telemac-3D pour modéliser la suspension, et l'on donne l'exemple dans le paragraphe 4 d'une solution analytique inspirée du profil de Rouse.

A) Couplage entre transport par charriage et hydrodynamique

Approche couplée/non couplée :

L'évolution des fonds modifie les courants, responsables de la mise en mouvement et du transport des sédiments : un couplage entre les calculs morphologique et courantologique s'avère donc indispensable dans bien des cas.

L'approche non couplée consiste à enchaîner un premier calcul hydrodynamique avec Telemac-2D, sans tenir compte des évolutions du fond, puis à calculer ces dernières en mode permanent avec Sisyphe. La technique de correction des vitesses utilisées dans Sisyphe consiste à considérer, en mode hydrodynamique permanent, que le débit linéique se conserve, ce qui a pour effet, avec une mise à jour à chaque pas de temps sédimentologique, de faire croître les vitesses dans les zones de dépôt et inversement de les faire décroître dans les zones d'érosion.

Les auteurs ont comparé cette approche non couplée à une approche couplée qui consiste à calculer successivement et à chaque pas de temps hydrodynamique et morphodynamique. A cet effet, ils ont procédé à un test suivant :

• Test

L'érosion autour d'un épi dans un canal. Le canal fait environ 250 m de large et l'épi, large de 25 m et long de 125 m, en barrant la moitié. La profondeur est d'environ 10 m et la vitesse de l'ordre de 10 cm/s. Les résultats obtenus pour un pas de temps de 2,5 s (et 10000 s de simulation) sont présentés sur la figure II.7, avec à droite le calcul "non couplé" (avec réactualisation simplifiée des vitesses), et à gauche le calcul avec "couplage interne".

Après la simulation ils ont constaté, un excès de 20% environ sur les évolutions avec le calcul " non couplé". En effet, les vitesses plus fortes au passage des bosses contribuent à limiter leur croissance, phénomène qui n'est que partiellement pris en compte dans l'approche " non couplée". Si l'on considère simplifiées des vitesses utilisées dans Sisyphe, qui a un coût moindre, s'avère moins efficace que la version avec couplage qui est plus proche de la réalité (technique de correction).

Écoulement autour d'un ouvrage dans un canal, simulation de 10000 s loi de transport de Meyer-Peter

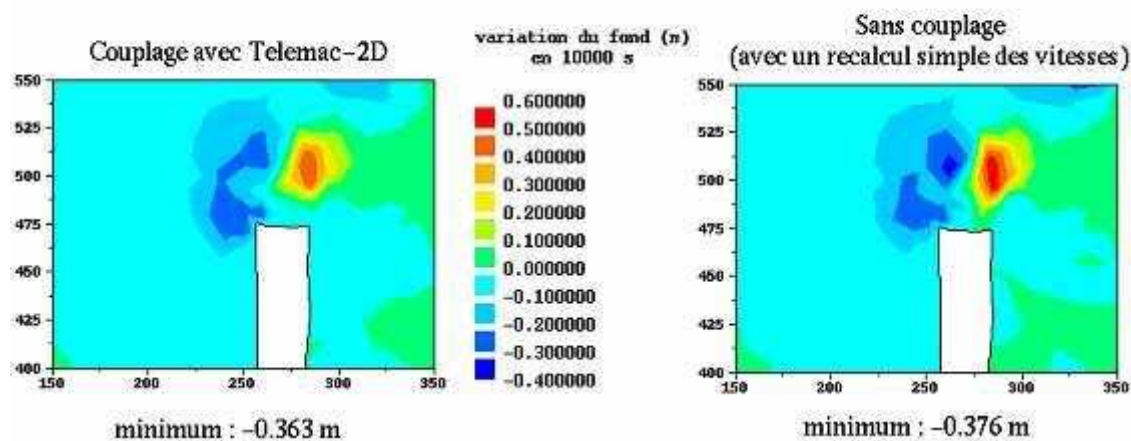


Figure II.7 : Importance du couplage sédimentologie-hydrodynamique (coord. en m)

B) Traitement simultané du charriage et de la suspension

Le système Telemac était conçu à l'origine pour traiter de manière indépendante le transport en suspension (Code Subief 2D) et le transport par charriage (Code Sisyphe) :

- le code Subief 2D traite le transport en suspension de matériaux fins de type cohésifs, il résout une équation de transport-diffusion pour la concentration. Sur le fond, des lois d'érosion et dépôt règlent les échanges à l'interface entre le lit et la suspension.
- Le logiciel Sisyphe traite le transport par charriage de matériaux non-cohésifs, il utilise des formulations semi-empiriques pour le taux de transport. Cette approche suppose un équilibre local entre l'écoulement turbulent et lit de sédiments, hypothèse généralement justifiée pour le charriage. Cette approche ne permettait pas le cas général lorsque les deux composantes du transport sont du même ordre de grandeur. Avec les récents développements de Sisyphe, on traite de manière cohérente et simultanée le charriage et la suspension.

i. Considérations théoriques

- la colonne d'eau est divisée en :
 - a) une sous couche fine d'épaisseur à $2D_{50}$, à l'intérieur de laquelle les matériaux sont transportés par charriage ; le transport par charriage s'effectue à l'équilibre.
 - b) le reste de la colonne d'eau où les matériaux sont transportés en suspension.
- dans l'équation transport-diffusion, l'hypothèse principale consiste à considérer la concentration de sédiments en suspension comme un traceur passif qui suit l'écoulement moyen et turbulent, hormis la vitesse de chute. Par intégration sur la verticale de l'équation tridimensionnelle de transport-diffusion pour un traceur passif, de $z = a$ (épaisseur de la sous-couche de charriage $\ll h$) jusqu'à $z = h$, on aboutit alors à l'équation suivante pour la concentration moyenne en suspension \bar{C} :

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\gamma_t \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\gamma_t \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \right) + \frac{(E - D)_{z=a}}{h} \quad (II.1)$$

γ_t est le coefficient de diffusivité turbulente, qui intègre ici aussi un terme de dispersion du à l'effet de moyenne sur la verticale. E et D sont les échanges à l'interface entre la suspension et la couche de charriage.

ii. Application

Dans cette application, J.M. Hervouet et C.Vilaret ont pris un cas, dans lequel un comblement et une évolution d'une tranchée (profondeur : 15 cm et longueur : 5 m) sous l'effet d'un courant permanent et uniforme. En se plaçant dans les conditions expérimentales suivantes : à l'entrée hauteur d'eau de 0,5 m, et courant moyen de 1 m/s. La figure II.8 montre que le transport par charriage est dominant, mais que le transport en suspension n'est cependant pas négligeable, comme le prouve la figure II.9, où l'on constate une accélération de l'évolution de la tranchée. La forme symétrique de la tranchée n'est pas conservée et ce phénomène est dû à la non linéarité de la formule de transport solide. Cette application rentre dans le cadre de projet européen Sandpit et sa validation est en cours.

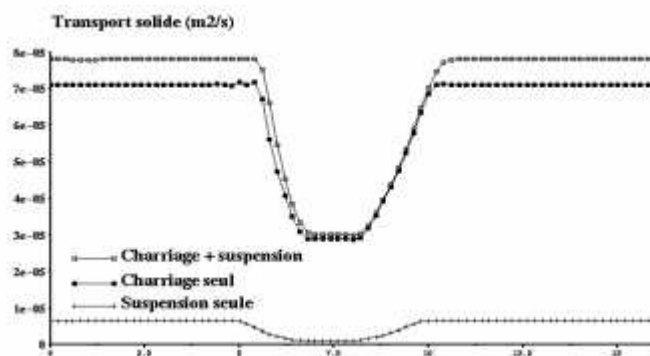


Figure II.8 : Couplage charriage-suspension

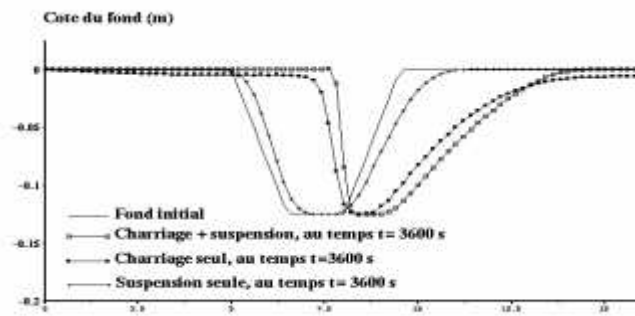


Figure II.9 : Evolution d'une tranchée

C) Calcul intégré de l'hydrodynamique et de la suspension en 3D

Dans ce contexte, les auteurs ont couplé le modèle hydrodynamique Telemac-3D à une équation de transport-diffusion pour les concentrations en suspension, qui s'écrit :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \text{div}[(\vec{U} + \vec{W}_c)C] = \text{div}(\gamma_t \overrightarrow{\text{grad}}(C)) \quad (\text{II.2})$$

Où :

\vec{W}_c est le vecteur vitesse de chute, de composantes $(0,0,-W_c)$. Cette équation, intégrée dans le module 3D, est donc résolue à l'intérieur de la boucle en temps, au même titre que les équations de quantité de mouvement et du modèle de turbulence.

Les résultats numériques ont été validés par comparaison avec une solution analytique, dans le cas d'un écoulement uniforme dans un canal rectangulaire à pente constante, sans frottement latéral mais avec un frottement de fond.

i. Paramètres numériques

Dans cette simulation, J.M. Hervouet et sa collaboratrice ont imposé une concentration volumique des sédiments, en supposant une répartition homogène sur toute la colonne d'eau ($C_0 = 0,02$). La vitesse de chute du sédiment est de 0,01 m/s. La longueur du canal est de 500 m, sa largeur de 100 m, la pente du fond est de $1,01 \cdot 10^{-3}$ m/m, afin d'obtenir, par équilibre avec le frottement, une profondeur constante de 0,5 m. Le coefficient de rugosité équivalent est de 0,0162 m, qui correspond dans les conditions du canal à un coefficient de Strickler de 50. Le débit est $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$. La cote à l'aval est de 0,5 m.

Avec ces données, la profondeur dans le canal est constante, égale à 50 cm, et la vitesse débitante de 1 m/s. Par intégration du profil logarithmique des vitesses, on peut calculer la vitesse de frottement, on trouve ici $u^* = 0,0703$ m/s. Le calcul hydrodynamique avec Telemac-3D est validé par une simulation de 1000 s avec un pas de temps de 2s. Le maillage contient 31 plans, c'est-à-dire 30 couches d'éléments sur la verticale. La différence entre théorie et calcul, aussi bien sur la viscosité que sur la vitesse, est de moins de 1%. Pour la concentration, ils trouvent dans ce cas : $C_{h/2} = 1,87 \cdot 10^{-2}$. La valeur obtenue par simulation est de $1,88 \cdot 10^{-2}$. Toutefois ils avaient été amenés à proposer une nouvelle solution théorique, pour rendre mieux compte du profil de concentration sur le fond.

ii. Résultats de la simulation

La solution de Rouse présente le défaut de donner une concentration infinie sur le fond, ceci est dû au fait que la viscosité turbulente y est nulle. Les auteurs proposèrent donc

de prendre en compte la viscosité laminaire qui n'est pas négligeable sur le fond. En supposant que C reste nulle en surface par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{\partial(-W_c C)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[(\gamma + \gamma_i) \frac{\partial C}{\partial z} \right] \quad (\text{II.3})$$

La figure II.10 compare le profil de Rouse et le profil modifié, avec les résultats de Telemac-3D, pour $\gamma = 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$. Cette valeur est non réaliste mais plus démonstrative, en effet, ces résultats sont corrects pourvu que la viscosité laminaire ne soit pas trop faible, on tend sinon vers le profil de Rouse classique avec une concentration sur le fond qui tend vers l'infini.

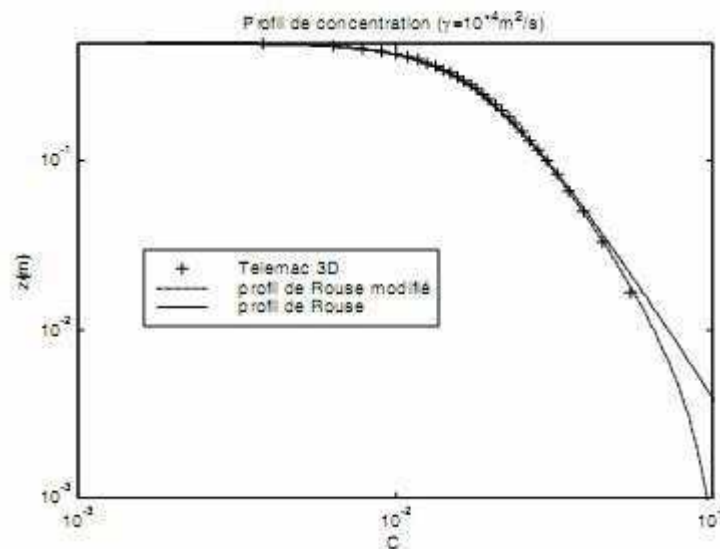


Figure II.10 : Profil de Rouse, profil de Rouse modifié, résultats de Telemac-3D avec 31 plans sur la verticale

D) Conclusion

Ces quelques exemples montrent, dans des situations simples, d'une part l'importance d'un couplage sédimentologie-hydrodynamique, et d'autre part celle d'un traitement simultané du charriage et de la suspension. Enfin, une solution analytique a été proposée pour la validation du transport en suspension en dimension 3, avec la prise en compte d'une vitesse de chute. Cette solution est retrouvée par Telemac-3D avec une très bonne précision.

II.4. Travaux de André Paquier et Kamal El Kadi (2005)

En 2005, **André Paquier** et son collaborateur ont lancé une étude test sur la possibilité d'utilisation des modèles numériques de transport de sédiments sur le secteur d'Ingrandes (France).

En effet, depuis le début du 20^{ème} siècle, l'aménagement de la Loire au moyen d'épis et les extractions massives de sable ont provoqué un abaissement du fond. Ce phénomène s'est accéléré depuis plusieurs décennies, ce qui a provoqué un assèchement des zones humides et la fragilisation des ponts et les berges.

Deux solutions techniques ont été retenues dans le cadre du projet « Plan Loire Grandeur Nature » : la réalisation de seuils à échancrure et la réduction des épis.

Afin de compléter cette expérimentation avec une simulation numérique, les auteurs ont entrepris une étude qui consistait donc à examiner si, sur le secteur d'Ingrandes, un modèle 1D (RubarBE) ou un modèle 2D (Rubar20TS) pouvaient rendre compte de l'évolution morphologique constatée. Pour simplifier le problème et surtout diminuer le temps de calcul, seule la crue du printemps 2001 (12 avril au 31 mai) a été étudiée.

Dans un premier temps, l'objectif de faisabilité (calage et validation limités) peut en effet être atteint sur ce seul épisode qui comprend cinq dates d'observation au cours d'une forte crue. L'étude a été réalisée sur un tronçon d'environ 5,3 km entre l'amont du pont d'Ingrandes (Pk 108,7) et l'aval de l'île Meslet aux alentours du Pk 103,46.

A) Méthode

Les données géométriques de base correspondent donc au premier relevé bathymétrique (12 avril 2001) complété par les cotes de berge tirées du plan topographique fourni datant de novembre 1997 (échelle 1/2000). La modélisation numérique consiste alors en partant de cette topographie à faire évoluer la géométrie en fonction des écoulements pendant la crue. Pour ce faire, l'hydrogramme (Figure II.11) à l'amont du pont d'Ingrandes (Pk108,7) est injecté en amont du modèle.

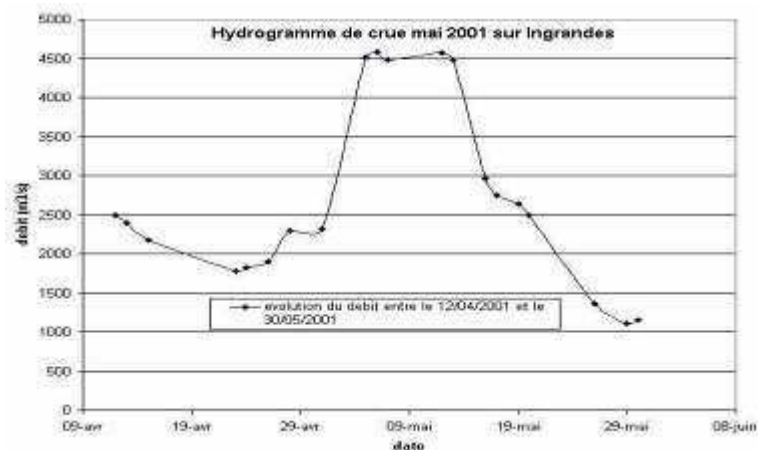


Figure II.11 : Hydrogramme de la crue du printemps 2001

B) Déroulement de l'étude

Pour rappel, un étudiant présent au Cemagref d'avril à septembre 2003 a recueilli les données disponibles et a mis en forme la topographie pour représenter la morphologie de la rivière. Ensuite, la mise en œuvre d'un modèle 2D (Rubar20TS) n'a pas donné de résultats en raison des approximations trop grossières effectuées dans le modèle topographique.

Un autre étudiant a repris le travail d'octobre 2003 à septembre 2004, il a reconstitué la topographie conforme à la morphologie de la rivière et devant permettre un calcul d'évolution 1D ou 2D pendant la crue d'avril - mai 2001.

L'application du modèle 1D qui avait fait l'objet d'une communication avait montré une certaine médiocrité des résultats obtenus. Ces résultats sont modifiés en faisant varier les paramètres tels que le diamètre des sédiments, la loi de transport, la distance de chargement, mais les tendances dominantes restaient : en particulier, le profil moyen

s'érode depuis l'amont de l'île jusqu'à l'aval du modèle. Quant au modèle 2D, il n'a été utilisé qu'en fin de stage. Des problèmes dans l'établissement de la courbe de tarage ont conduit à des problèmes de représentativité de la ligne d'eau entraînant une submersion partielle de l'île à certains moments.

L'utilisation de ces conditions pour estimer le transport solide a généré des instabilités numériques pendant les simulations.

En 2005, les travaux ont essentiellement consisté à modifier les codes RubarBE et Rubar20TS puis à reprendre les calculs effectués précédemment afin de confirmer ou infirmer les résultats obtenus auparavant.

C) Application du code 2D

L'étape d'interpolation ou de reconstitution du fond de la rivière a donc été effectuée de manière précise en essayant de faire apparaître les différents chenaux et plages constituant le lit. Le modèle 2D conservant la position en plan lors de l'évolution de la géométrie, la discrétisation doit être très fine dans les zones où les chenaux se déplacent lors de la crue. Ceci a conduit à un pas d'espace dans le sens transversal relativement faible (de l'ordre du mètre). Finalement, un maillage du secteur a été établi avec un pas d'espace longitudinal de l'ordre de 50 m. Au total 99 sections ont été obtenues, avec 73 points par section en moyenne dont 16 sont considérées comme importantes et ont servi de base à l'interpolation dans le sens longitudinal lors du passage des 27 sections en travers proches des relevés bathymétriques aux 99 sections utilisées pour le calcul.

Ce maillage a été utilisé en l'état pour le calcul 1D présenté ci-après mais s'est avéré trop lourd pour le calcul 2D. Avec des simplifications portées sur le maillage tout en conservant les 99 sections dans le sens longitudinal, le temps de calcul constaté reste très important. La stabilité du calcul n'étant obtenue que pour des pas de temps de l'ordre de 0,1 seconde, il en résulte un temps de calcul total pour passer la crue du printemps 2001 de plusieurs semaines sur les ordinateurs disponibles. Il n'a donc pas été possible d'effectuer le calcul escompté en totalité.

- Première partie

Cette partie du calcul a consisté à obtenir une ligne d'eau en régime permanent pour le débit correspondant à la bathymétrie initiale. Le champ de vitesses présenté en figures II.12 et II.13 montre clairement la deuxième difficulté du calcul 2D ; la condition limite amont est implantée dans une section où le chenal principal introduit la quasi-totalité du débit mais où des recirculations semblent se développer sur les plages latérales où la hauteur d'eau reste faible. Si ces recirculations sont réelles, il est clair que la condition limite amont n'est pas placée de manière convenable car ainsi, elle ne permet pas de simuler ces recirculations. Le modèle tel qu'il a été bâti crée ces recirculations générant ainsi des instabilités à l'amont du modèle qui sont dommageables à un déroulement ultérieur des calculs.

- Deuxième partie

Cette étape devait consister à lancer la simulation sur la crue en partant de la concentration d'équilibre en tout point ou d'une concentration constante estimée à 0,15 g/l arbitrairement à partir du calcul 1D. Deux variantes de simulation sont proposées ; soit en prenant en compte l'évolution du fond en cours du calcul soit en la

calculant mais sans l'appliquer. Toutefois, aucune de ces variantes n'a permis d'obtenir des résultats par suite de problèmes numériques, ces derniers semblent être issus de la difficulté d'obtenir un champ de vitesses cohérent à la limite amont du modèle, ainsi que pour les niveaux imposés (loi de tarage) à l'aval et qui sont déduits des calculs 1D entraînent également une répartition qui n'est pas forcément proche de la réalité. Ceci a permis de rappeler l'intérêt de disposer de mesures de niveaux, de vitesses et de concentrations au moins aux limites du modèle.

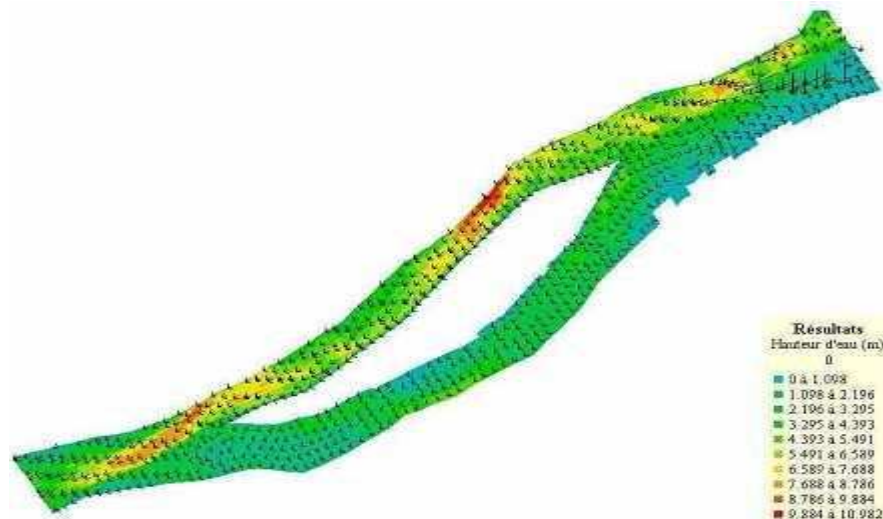


Figure II.12 : Champs de vitesses et hauteurs d'eau pour un débit permanent de 2500 m³/s

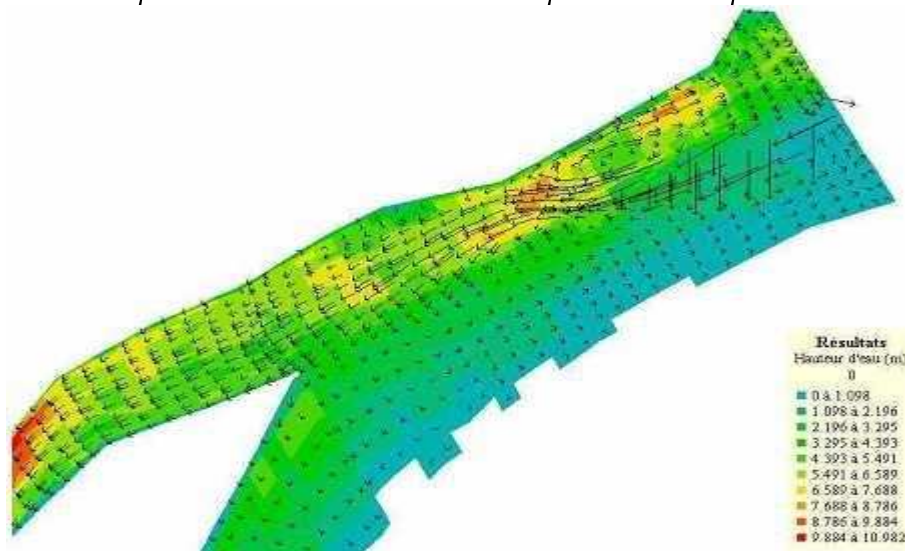


Figure II.13 : Champs de vitesses et hauteurs d'eau pour un débit permanent de 2500 m³/s (amont de la zone)

D) Application du code 1D

Le code 1D est appliqué sur un tronçon formé des sections en travers entières y compris lorsque l'île est émergée. Dans cette application Paquier A. et son collaborateur ont considéré dans l'ensemble des simulations effectuées une seule catégorie de sédiments de diamètre médian $D_{50}=1,3$ mm et l'étendue granulométrique de 1,6. En l'absence de données concernant le débit solide, les auteurs ont maintenu l'écoulement à saturation

à l'amont du tronçon (débit solide égal à la capacité maximale de transport dans la section amont).

Une courbe de tarage $Q(z)$ a été imposée sur la dernière section du tronçon comme condition limite à l'aval, Cette courbe (figure II.14) a été obtenue en lançant un calcul hydrodynamique sans transport solide sur toute la crue du printemps 2001. Ce choix relativement arbitraire peut conduire à des erreurs importantes car cette condition aval influence tout le domaine de calcul.

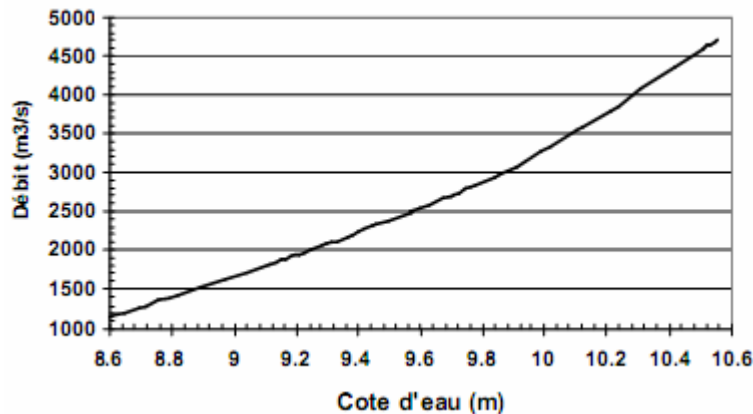


Figure II.14 : Condition limite aval, courbe de tarage pour la section Pk 103,46

Les auteurs ont utilisé la formule de Meyer-Peter et Muller (1948) pour calculer la capacité de transport solide, une distance de chargement D_{char} constante de 500 m et un coefficient de Strickler homogène de $30 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$. Ils ont réalisé plusieurs simulations en fonction des méthodes utilisées pour calculer la répartition des contraintes de cisaillement et des contraintes critiques de mise en mouvement.

E) Les résultats des simulations

Une comparaison des résultats de simulation avec les mesures de terrain réalisées en Mai 2001 a été faite. Il s'agit des trois bathymétries suivantes : 03-04 (montée de la crue), 10-11 (pic de la crue) et le 23 mai (décrue). Une seconde comparaison du profil en long représenté par le point le plus bas du fond, le profil moyen (constitué par une moyenne des altitudes de tous les points de la section) et l'évolution de trois sections en travers situées aux Pk 107,4 (amont de l'île), Pk 106,7 (milieu de l'île) et Pk 104,5 (aval de l'île).

F) Conclusion

La mise en œuvre d'un modèle 1D sur un secteur comportant une île est également délicate du fait du comportement différent dans chacun des bras, mais aussi parce que l'évolution de la géométrie est variée dans le temps et l'espace à l'intérieur du même bras.

La modélisation 2D avec le maillage choisi qui est assez détaillé (3647 mailles avec l'ordre de 20 points sur la section en travers de chaque chenal) semble optimale pour obtenir des résultats mais les temps de calcul de l'ordre de plusieurs semaines pour un seul épisode de crue restent prohibitifs pour une application en ingénierie et, dans ce cas, pour, en premier lieu, détecter les causes d'erreur et, ensuite, tester un grand nombre possible de variantes de calcul.

Des tests complémentaires devraient encore être effectués avant de porter un jugement définitif sur la possibilité de modéliser ce secteur. Un point est de toute façon avéré, la difficulté de modéliser un tronçon aussi court (5 km) en l'absence de conditions aux limites précises.

II.5. Les travaux de Matthieu De Linares et Philippe Belleudy (2008)

La modélisation numérique bidimensionnelle des évolutions du lit en rivière est encore peu utilisée en ingénierie. Les auteurs dans leurs travaux ont testé les possibilités de ce type d'outil en appuyant sur une campagne de mesure exceptionnelle.

La démarche adoptée consiste à caler le modèle numérique sur les évolutions bathymétriques mesurées en crue, puis à l'utiliser pour prévoir le comportement du site à plus long terme, dans un premier temps par le calcul direct, ensuite par l'analyse des flux sédimentaires transitant sur le site.

A) Présentation du site

Le site étudié se trouve sur la Loire entre les Pk 103 et 108,5 (voir figure II.15). Il s'agit d'un des derniers tronçons qui ne subit pas l'influence de la marée, le site se caractérise par la séparation du fleuve en deux bras de part et d'autre de l'île Meslet.

Le bras principal est le bras nord, de nombreux épis et structures en enrochements sont présents dans le bras principal.

Ce site est le lieu d'une expérimentation destinée à étudier les possibilités de relèvement de ligne d'eau d'étiage en Loire et de remobilisation des sédiments des chenaux secondaires. Dans cet objectif, un suivi détaillé du site a été effectué, ce suivi comprend notamment des mesures granulométriques, des relevés de lignes d'eau pour différentes stations de débit et des levés bathymétriques pendant la crue de printemps 2001 et celle de l'hiver 2004.

En réalité, il n'y a pas de mesures directes du transport solide disponibles, mais les profils longitudinaux de bathymétrie levés pendant la crue de 2001 sont très instructifs sur les processus de transport mis en jeu.

En effet, les dunes de grande taille qui apparaissent sur les profils longitudinaux indiquent que le transport a lieu principalement sous forme de charriage, ces profils permettent aussi une estimation du débit de transport solide.

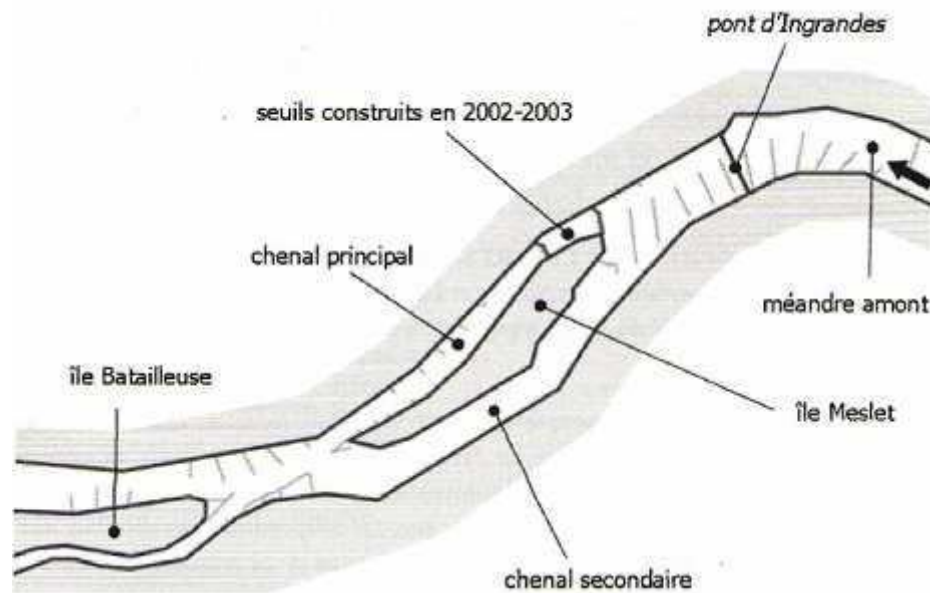


Figure II.15 : Plan de situation du site

B) Outil numérique

Les codes de calcul employés font partie du système TELEMAC. Les paramètres de l'écoulement sont calculés en chaque point du maillage par le module TELEMAC 2D qui se base sur la résolution des équations de Saint-Venant 2D. Le module SISYPHE calcule le transport solide et l'évolution du fond en chaque point par une formule empirique et un bilan volumique respectivement.

Les deux modules se communiquent leurs résultats tout au long des calculs, ce qui permet de simuler des longues périodes avec des hydrogrammes instationnaires tout en prenant en compte l'influence de l'évolution du lit sur l'écoulement.

Les maillages utilisés pour représenter le site comportent environ 5000 mailles. La taille de maille est de 20 à 50 mètres, sauf pour représenter les berges, les épis et les singularités, qui nécessitent des mailles plus fines. La bathymétrie d'un des maillages utilisés est présentée en figure II.16.

C) Calage du modèle

Dans un premier temps, des calculs purement hydrauliques sont effectués de manière à caler le coefficient de frottement. Les mesures utilisées sont les lignes d'eau pour différents débits et la répartition de l'écoulement dans chaque bras pour différents débits. Le coefficient de frottement utilisé est variable avec le débit car la hauteur des dunes augmente en crue. Il est aussi différent entre les deux bras.

En effet, le frottement est plus faible dans le bras secondaire car les hauteurs d'eau y sont plus faibles et les dunes y sont moins développées, de plus il n'y a pas d'épis qui provoquent des pertes de charges supplémentaires.

Dans un second temps les calculs hydrosédimentaires sont entrepris. La formule de transport solide est d'abord calée en cherchant à reproduire les évolutions mesurées pendant huit jours de la crue de janvier 2004.

Chapitre II : *Présentation de quelques travaux sur la simulation de transport solide*

Les meilleurs résultats sont obtenus avec une formule identique à celle de Meyer-Peter Müller, mais utilisant une contrainte de peau calculée différemment et un paramètre de Shields critique de 0.035.

La vérification du calage est effectuée en s'appuyant sur une période plus longue (43 jours) de la crue de 2001 (débit entre 1500 m³/s et 4000 m³/s). Les évolutions simulées sont dans l'ensemble très proches des évolutions mesurées.

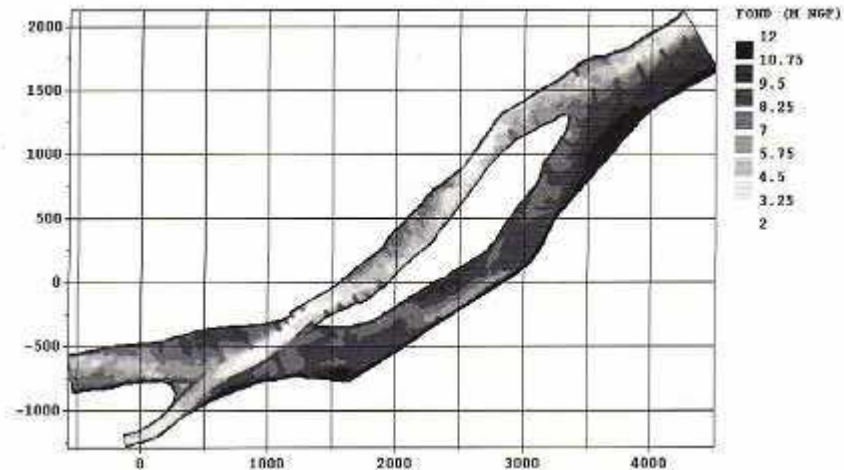


Figure II.16 : Bathymétrie du maillage basé sur les fonds du 11 avril 2001. Coordonnées en mètre dans un repère local

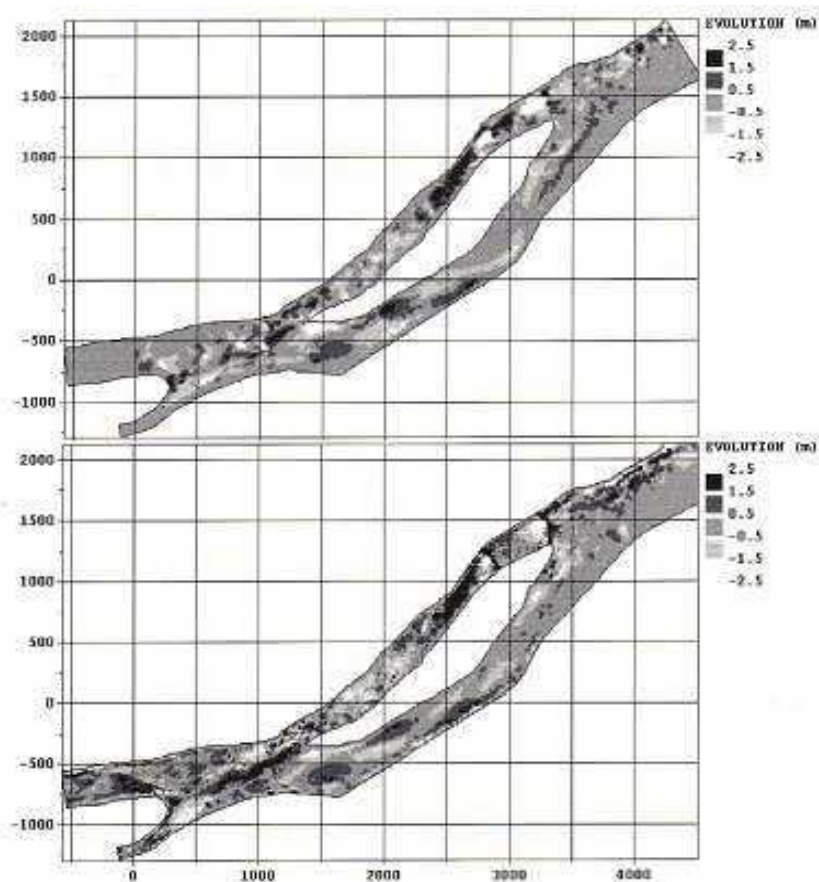


Figure II.17 : Evolutions mesurées et simulées pendant la période 2001-2004

D) Prévisions à long terme

Le modèle numérique est ensuite appliqué à la période du 23 mai au 20 janvier 2004 en utilisant la formulation pour le transport solide calée en crue. Les évolutions simulées sont comparées aux évolutions mesurées sur la figure II.17.

Les ordres de grandeur et la localisation des évolutions sont tout à fait satisfaisants.

De telles simulations morphologiques sur plusieurs années sont délicates à mener en raison des temps de calcul.

Il peut être utile de disposer d'outils d'analyse plus simples pour pouvoir tester rapidement différents aménagements du lit, différentes situations hydrologiques, ou bien réaliser des tests de sensibilité en cas d'incertitudes sur les paramètres de la formule de transport. Une fois la formulation pour le transport solide calée à partir des modélisations à court terme (en crue), il est aisé de déduire du modèle numérique les flux de sédiments à travers différentes sections transversales, et ce pour différents débits. Des courbes débits solides - débits liquides peuvent ainsi être tracées pour les différents tronçons du site.

A partir de la courbe des débits classés, les flux annuels transitant sur le site sont ensuite obtenus, ainsi que les tendances d'évolution.

Ce type d'analyse permet de mettre en évidence facilement le rôle des seuils sur le transport solide dans les deux bras. Ainsi, il y a d'après ces calculs plus de sédiments en transit dans le bras principal que dans le bras secondaire avant la construction des seuils alors que c'est l'inverse après la construction des seuils. Il apparaît aussi que le bras secondaire, qui était plutôt stable avant, a une tendance à l'érosion après la construction des seuils.

En terme de bilans sédimentaires, l'érosion mesurée du chenal secondaire au cours de la période est de 180000 m³ tandis que celle simulée est de 120000m³.

E) Conclusion

L'étude de ce cas a apporté de nombreux renseignements sur la modélisation de la morphologie fluviale sur des rivières de sable. La prise en compte des formes de fond qui modifient le frottement avec le niveau est nécessaire. Une formule de transport très simple donne ici des résultats satisfaisants. La méthodologie suivie, qui consiste à caler la formule de transport sur des évolutions en crue pour l'appliquer ensuite sur des calculs à plus long terme, a donné satisfaction.

II.6. Conclusions sur les travaux de simulation

A la lumière des résultats obtenus dans les travaux cités précédemment on peut tirer quelques conclusions :

- la simulation numérique de l'écoulement et le transport solide dans une approche couplée, a donné des résultats probants, ajouter à ça, la nécessité d'étudier le charriage et la suspension simultanément.
- le cas de la Loire a permis de mettre en exergue les limites d'une modélisation unidimensionnelle, mais aussi les incertitudes liées aux conditions aux limites qui sont souvent mal connues.
- un maillage 2D détaillé, semble optimal pour obtenir des résultats prometteurs. Toutefois, sa mise en œuvre pourrait avoir des répercussions prohibitives dans le cas d'une application complexe.

Chapitre II : *Présentation de quelques travaux sur la simulation de transport solide*

En général, chaque code de calcul a ses performances spécifiques sur certains aspects selon les objectifs pour lesquels a été conçu, il est certain que la part essentielle de l'incertitude sur les résultats résulte de l'incertitude sur les entrées. Par conséquent, la consistance de la simulation est fortement tributaire de la fiabilité des données recueillies, ainsi que le raffinement du maillage qui permet de mieux représenter les singularités. Pour notre application, nous allons utiliser le Rubar20TS.

En effet, ses performances ont fait preuve notamment dans la simulation de transport solide dans les retenues de barrages, et la localisation des zones d'érosion et de dépôt dans les cours d'eau.

Chapitre III : Modélisation mathématique du transport solide

L'enjeu de toute démarche de modélisation est de lire la réalité du phénomène étudié à travers une grille simplificatrice adaptée (Balayn, 2001). Il s'agit de trouver, en fonction de l'objectif choisi, un compromis acceptable entre précision de la description des phénomènes et lourdeur de mise en œuvre du modèle.

Les équations fondamentales qui décrivent les écoulements de fluides sont dans leur formulation générale très complexe et non linéaire, malgré la restriction à l'étude seulement des écoulements de type newtonien. Un certain nombre d'approximations a été mis et s'avère actuellement valable pour des écoulements gouvernés par les équations de Navier-Stokes. A travers ce chapitre, nous allons présenter les équations mathématiques qui régissent l'hydrodynamique et le transport de sédiments.

III.1. Elaboration du modèle mathématique de Saint-Venant

III.1.1.Introduction

Les équations de Barré de Saint -Venant ont été publiées en 1871 dans un compte rendu de l'académie des sciences, sont encore aujourd'hui d'une extrême importance en hydraulique maritime ou fluviale, elles régissent les écoulements à surface libre en eaux peu profondes. Elles sont obtenues en moyennant sur la verticale les équations de Navier et Stokes ; mais la présence de termes non-linéaires oblige à faire un certain nombre d'hypothèses simplificatrices (Proust, 2005).

Le niveau d'approximation le plus élevé est bien sûr représenté par les équations de Navier-Stokes sans modification. Ce niveau est cependant encore parfois hors d'atteinte pour les configurations réalistes et d'intérêt pratique que sont les écoulements à haut nombre de Reynolds, à cause de la taille limitée en mémoire et des vitesses de calcul des ordinateurs actuels (Ider, 2004).

Un autre niveau d'approximation concerne les écoulements à très haut nombre de Reynolds où la plus grande partie de l'écoulement est turbulent. Les équations de Reynolds peuvent alors être utilisées. Elles représentent les équations de Navier-Stokes, où les grandeurs physiques instantanées : Vitesse, pressions etc., ont été décomposées en une composante moyenne et une composante fluctuante, puis introduites dans les équations de Navier-Stokes. Ces dernières étant ensuite moyennées dans le temps.

III.1.2. Equations de base

Dans un problème d'écoulement à surface libre, le fluide s'écoule entre le fond du canal et la surface libre de l'eau. L'écoulement d'un fluide incompressible et turbulent est régi par les équations de Navier-Stokes et de continuité.

- Equation de continuité :

Elle exprime le principe de conservation de la masse, dans le cas où ρ est constante dans le temps et dans l'espace on a :

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (\text{III.1})$$

- Equation de quantité de mouvement (ou équation de la dynamique) :

- L'équation dynamique suivant x est :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + f_x + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right) \quad (III.2)$$

- L'équation dynamique suivant y est :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} + f_y + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial z^2} \right) \quad (III.3)$$

- L'équation dynamique suivant z est :

$$\frac{\partial W}{\partial t} + U \frac{\partial W}{\partial x} + V \frac{\partial W}{\partial y} + W \frac{\partial W}{\partial z} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} + f_z + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial z^2} \right) \quad (III.4)$$

Où, U, V et W : sont les composantes de la vitesse dans les directions x, y, z ; P : la pression, f_x , f_y et f_z sont les composantes des forces de volume dans les directions x, y et z.

Nous allons formuler le système d'équations de Saint-Venant en partant des équations générales de Navier-Stokes. Les différentes étapes sont résumées sur la figure suivante :

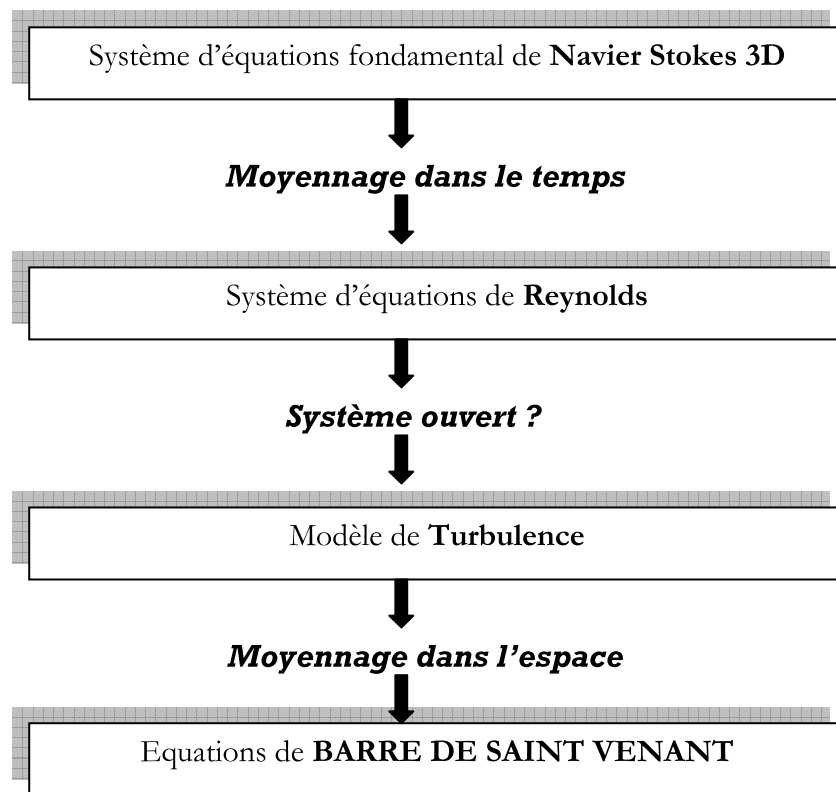


Figure III.1 : Schéma représentant les différentes étapes poursuivies pour aboutir aux équations de Saint-Venant

III.1.3. Détermination de système d'équations de Reynolds

L'idée de Boussinesq et Reynolds était d'oublier le mouvement instantané du fluide, trop complexe, et chercher les équations gouvernant simplement le mouvement moyen. Ceci n'est pas du tout facile, même s'il on connaît l'équation de Navier Stokes car le

problème n'est pas fermé au sens où l'on connaît pas à priori la relation liant les contraintes de Reynolds aux quantités moyennes (problème de passage du micro au macro, cela veut dire que même si l'on connaît les lois particulières régissant les éléments d'un système, on ne peut déduire simplement les lois gouvernant l'ensemble du système) (IDER, 2004).

Les équations du mouvement moyen s'obtiennent en introduisant la décomposition de Reynolds dans les équations instantanées puis en moyennant dans le temps (TENNEKES et LUMLEY, 1972).

La quantité $G(x, y, z, t)$ peut être décomposée en deux parties distinctes de la manière suivante :

$$G(x, y, z, t) = \overline{G}(x, y, z, t) + g(x, y, z, t) \quad (III.5)$$

Tel que : $\overline{G}(x, y, z, t)$ est la partie moyenne

$g(x, y, z, t)$ est la partie fluctuante.

La vitesse et la pression sont traitées comme des fonctions aléatoires de l'espace et du temps, dont nous décomposons les valeurs instantanées en :

$$\begin{cases} U_i = \overline{U}_i + u_i & (III.6) \\ P = \overline{P} + p & (III.7) \end{cases}$$

En moyennant les termes des vitesses dans le temps, on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{U}_i = \frac{1}{T} \int_0^T U_i dt \\ \overline{u}_i = \frac{1}{T} \int_0^T u_i dt \end{array} \right. \quad (III.8)$$

$$(III.9)$$

Par définition, les fluctuations sont centrées, de sorte que l'on a identiquement :

$$\overline{u}_i(x_i, t) = 0 \quad (III.10)$$

$$\overline{p}(x, t) = 0 \quad (III.11)$$

Où :

$\overline{U}_i, \overline{P}$: Vitesse et pression moyennes indépendantes du temps ;
 u_i, p : Partie fluctuante de la vitesse et de la pression.

A) Equation de continuité

Après décomposition des vitesses, on a :

$$\frac{\partial (\overline{U} + u)}{\partial x} + \frac{\partial (\overline{V} + v)}{\partial y} + \frac{\partial (\overline{W} + w)}{\partial z} = 0 \quad (III.12)$$

$$\frac{\partial \overline{U}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{V}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{W}}{\partial z} = 0 \quad (III.13)$$

B) Equation de quantité de mouvement

En moyennant les termes des équations, le système d'équations devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} + \bar{W} \frac{\partial \bar{U}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \bar{f}_x + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} \right) \end{array} \right. \quad (\text{III.14})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + \bar{W} \frac{\partial \bar{V}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial y} + \bar{f}_y + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \bar{v}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}\bar{w}}{\partial z} \right) \end{array} \right. \quad (\text{III.15})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{W}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{W}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{W}}{\partial y} + \bar{W} \frac{\partial \bar{W}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial z} + \bar{f}_z + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \bar{w}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}^2}{\partial z} \right) \end{array} \right. \quad (\text{III.16})$$

Par conséquent, le système d'équations de Reynolds et de continuité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{W}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \bar{U}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} + \bar{W} \frac{\partial \bar{U}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \bar{f}_x + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} \right) \\ \frac{\partial \bar{V}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + \bar{W} \frac{\partial \bar{V}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial y} + \bar{f}_y + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \bar{v}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}\bar{w}}{\partial z} \right) \\ \frac{\partial \bar{W}}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial \bar{W}}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial \bar{W}}{\partial y} + \bar{W} \frac{\partial \bar{W}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial z} + \bar{f}_z + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial z^2} \right) - \left(\frac{\partial \bar{w}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}^2}{\partial z} \right) \end{array} \right.$$

Le tenseur de Reynolds sera :

$$\tau = \rho \begin{bmatrix} \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial x} & \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} & \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} \\ \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial x} & \frac{\partial \bar{v}^2}{\partial y} & \frac{\partial \bar{v}\bar{w}}{\partial z} \\ \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial x} & \frac{\partial \bar{v}\bar{w}}{\partial y} & \frac{\partial \bar{w}^2}{\partial z} \end{bmatrix}$$

III.1.4. Modèle mathématique de Saint - Venant 2D

Un autre type de loi de conservation est celui de Saint-Venant. Ce système, régissant l'écoulement à surface libre, dérive des lois de la mécanique des fluides.

Il est obtenu en intégrant les équations de Navier-Stokes sur la verticale moyennant les hypothèses formulées par Barré de Saint-Venant en 1871 dont celle de la répartition hydrostatique de la pression.

Pour établir le modèle de Saint-Venant, il y a lieu de moyenner les équations de Reynolds sur la verticale, par intégration depuis le fond jusqu'à la surface libre.

III.1.4.1. Champs d'application

Le modèle de Saint-Venant 2D est souvent appliqué dans :

- l'étude des écoulements dans les plaines inondées ;
- l'étude des écoulements dans les rivières peu profondes,
- l'étude des estuaires ou les côtes marines.

III.1.4.2. Hypothèses adoptées par Saint-Venant

Les hypothèses adoptées par Saint-Venant sont :

- la profondeur de l'écoulement est faible devant la largeur du canal ;
- la répartition de la pression est hydrostatique sur la profondeur car l'accélération verticale est négligeable devant l'accélération de la pesanteur ;
- la variation de la masse volumique de l'eau est négligeable ;
- les variations verticales des deux composantes horizontales de vitesse U et V sont faibles ;
- la composante verticale de la vitesse W ainsi que ses variations (spatiale et temporelle) sont faibles ;
- faible pente du fond du canal ;
- concernant les forces de volumes, on considère que les forces rotationnelles de Coriolis et centrifuge négligeables devant la force de gravité.

III.1.4.3. Les conditions cinématiques

Les conditions cinématiques sont posées comme suit :

$$W(z_s) = \frac{\partial z_s}{\partial t} + U \frac{\partial z_s}{\partial x} + V \frac{\partial z_s}{\partial y} = 0 \tag{III.17}$$

$$W(z_f) = \frac{\partial z_f}{\partial t} + U \frac{\partial z_f}{\partial x} + V \frac{\partial z_f}{\partial y} = 0 \tag{III.18}$$

III.1.4.4. Règle d'intégration de Leibnitz

Pour faire intégrer ces équations aux dérivées partielles, on utilise la règle de Leibnitz :

$$\left[\begin{aligned} H \int_{z_f}^{z_s} \frac{\partial f}{\partial t} dz = H \frac{\partial \bar{f}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_f}^{z_s} f dz + f(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial t} - f(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial t} = \frac{\partial H \bar{f}}{\partial t} + f(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial t} - f(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial t} \end{aligned} \right. \quad (III.19)$$

$$\left. \begin{aligned} H \int_{z_f}^{z_s} \frac{\partial f}{\partial x} dz = H \frac{\partial \bar{f}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_f}^{z_s} f dz + f(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial x} - f(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} = \frac{\partial H \bar{f}}{\partial x} + f(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial x} - f(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} \end{aligned} \right. \quad (III.20)$$

$$\left. \begin{aligned} H \int_{z_f}^{z_s} \frac{\partial f}{\partial y} dz = H \frac{\partial \bar{f}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_f}^{z_s} f dz + f(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial y} - f(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} = \frac{\partial H \bar{f}}{\partial y} + f(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial y} - f(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} \end{aligned} \right. \quad (III.21)$$

$$\left. \begin{aligned} H \frac{\partial \bar{f}}{\partial z} = f(x, y, z_s) - f(x, y, z_f) \end{aligned} \right. \quad (III.22)$$

Le développement de l'équation de continuité en utilisant la règle de Leibnitz donne :

$$\int_{z_f}^{z_s} \left(\frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{W}}{\partial z} \right) dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_f}^{z_s} \bar{U} dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_f}^{z_s} \bar{V} dz + \left[\bar{U}(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial x} + \bar{V}(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial y} - \bar{W}(x, y, z_f) \right] - \left[\bar{U}(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} + \bar{V}(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} - \bar{W}(x, y, z_s) \right] \quad (III.23)$$

Où :

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{U} &= \frac{1}{H} \int_{z_f}^{z_s} \bar{U} dz \end{aligned} \right. \quad (III.24)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{V} &= \frac{1}{H} \int_{z_f}^{z_s} \bar{V} dz \end{aligned} \right. \quad (III.25)$$

Donc l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial H \bar{U}}{\partial x} + \frac{\partial H \bar{V}}{\partial y} = 0 \quad (III.26)$$

Pour les équations de conservation de la masse, on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial H\bar{U}}{\partial t} + \frac{\partial H\bar{U}^2}{\partial x} + \frac{\partial H\bar{U}\bar{V}}{\partial y} = g \sin \alpha (z_s - z_f) - Hg \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial H\bar{\tau}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial H\bar{\tau}_{xy}}{\partial y} + \tau_x^f - \tau_x^s \right) \\ \frac{\partial H\bar{V}}{\partial t} + \frac{\partial H\bar{U}\bar{V}}{\partial x} + \frac{\partial H\bar{V}^2}{\partial y} = -Hg \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial H\bar{\tau}_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial H\bar{\tau}_{yy}}{\partial y} + \tau_y^f - \tau_y^s \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(III.27)} \\ \text{(III.28)} \end{array}$$

Où :

$$\tau_x^f = \bar{\tau}_{xx}(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial x} + \bar{\tau}_{xy}(x, y, z_f) \frac{\partial z_f}{\partial y} - \bar{\tau}_{xz}(x, y, z_f)$$

sont des contraintes de fond et ;

$$\tau_x^s = \bar{\tau}_{xx}(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial x} + \bar{\tau}_{xy}(x, y, z_s) \frac{\partial z_s}{\partial y} - \bar{\tau}_{xz}(x, y, z_s)$$

sont des contraintes de vent.

Les contraintes tangentielles sont exprimées ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu \frac{\partial \bar{U}}{\partial x} - \rho \bar{u}^2 = \bar{\tau}_{xx} \\ \mu \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} - \rho \bar{u} \bar{v} = \bar{\tau}_{xy} \\ \mu \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} - \rho \bar{v}^2 = \bar{\tau}_{yy} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(III.29)} \\ \text{(III.30)} \\ \text{(III.31)} \end{array}$$

III.1.5. Modélisation de la turbulence

En 1973, J. Kuiper et C. Bvreugdenhil, ont proposé l'hypothèse selon laquelle, dans un régime d'écoulement turbulent, pour une profondeur d'eau constante les contraintes effectives des équations (III.26) et (III.27), sont données par les relations suivantes (Kherbache, 2004) :

$$\frac{1}{\rho H} \left(\frac{\partial H \bar{\tau}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial H \bar{\tau}_{xy}}{\partial y} \right) = \nu_T \left(\frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial y^2} \right) \quad \text{(III.32)}$$

$$\frac{1}{\rho H} \left(\frac{\partial H \bar{\tau}_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial H \bar{\tau}_{yy}}{\partial y} \right) = \nu_T \left(\frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial y^2} \right) \quad \text{(III.33)}$$

Où :

$$\nu_T = \nu_0 + \nu_t \quad (\text{III.34})$$

Avec ν_0 : viscosité cinématique de l'eau et ν_t : viscosité turbulente donnée par l'expression :

$$\nu_t = C_\mu \cdot H \cdot u^*$$

u^* : vitesse de frottement, C_μ : coefficient semi-empirique, tel que :

$$0,2 < C_\mu < 0,4$$

Et aussi

$$\begin{cases} \tau_x^f = \frac{\rho g}{C^2} \bar{U} (\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{\frac{1}{2}} \\ \tau_y^f = \frac{\rho g}{C^2} \bar{V} (\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{\frac{1}{2}} \end{cases} \quad (\text{III.35})$$

$$\tau_y^f = \frac{\rho g}{C^2} \bar{V} (\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{III.36})$$

Et finalement les équations de Saint-Venant seront comme suit :

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{H} \bar{U}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{H} \bar{V}}{\partial y} = 0 & (\text{III. 37}) \\ & \frac{\partial \bar{H} \bar{U}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{H} \bar{U}^2}{\partial x} + \frac{\partial \bar{H} \bar{U} \bar{V}}{\partial y} = + g \sin \alpha (z_s - z_f) - Hg \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g}{C^2} \bar{U} (\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{\frac{1}{2}} \\ & \quad + \nu_T H \left(\frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{U}}{\partial y^2} \right) & (\text{III. 38}) \\ & \frac{\partial \bar{H} \bar{V}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{H} \bar{U} \bar{V}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{H} \bar{V}^2}{\partial y} = - Hg \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{g}{C^2} \bar{V} (\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{\frac{1}{2}} \\ & \quad + \nu_T H \left(\frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{V}}{\partial y^2} \right) & (\text{III. 39}) \end{aligned} \right.$$

Il importe de signaler que, le système d'équations obtenu contient des termes non linéaires, par conséquent, leur résolution analytiquement révèle impossible.

Dans ce cas nous allons avoir recours à des méthodes numériques.

III.1.6. Modèle mathématique 2D final de Saint-Venant

Dans sa version monodimensionnelle initiale, le système d'équations de Saint-Venant décrit l'écoulement de l'eau dans un canal rectangulaire à fond horizontal par l'intermédiaire de la hauteur d'eau $h(t, x)$ et de la vitesse moyenne $u(x, t)$. Ce système comprend l'équation de continuité (équation (III. 36)), laquelle exprime la conservation de la masse dans un volume de contrôle, et l'équation dynamique (équation (III.37)), laquelle exprime l'équilibre des forces dans ce même volume de contrôle selon la deuxième loi de Newton.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} = 0 \tag{III.40}$$

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + g \frac{h^2}{2} \right) = 0 \tag{III.41}$$

En prenant en compte des apports et des forces supplémentaires comme les contraintes dues au vent, les composantes du frottement à la paroi et l'apport local de pluie, le système d'équations de Saint-Venant bidimensionnelle peut s'écrire selon les équations suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = P \end{aligned} \right. \tag{III.42}$$

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{q_x q_y}{h} \right)}{\partial y} \\ & = -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{q_x \sqrt{q_x^2 + q_y^2}}{C^2 h^2} + \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_x}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_x}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_x(W) + P_x \end{aligned} \right. \tag{III.43}$$

$$\left\{ \begin{aligned} & \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left(\frac{q_x q_y}{h} \right)}{\partial x} \\ & = -gh \frac{\partial Z}{\partial y} - g \frac{q_y \sqrt{q_x^2 + q_y^2}}{C^2 h^2} + \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_y}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_y}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_y(W) + P_y \end{aligned} \right. \tag{III.44}$$

où h est la hauteur d'eau, Z la cote du fond, q_x le débit unitaire selon l'axe Ox égal au produit de la vitesse par la hauteur, q_y le débit unitaire selon Oy , g l'accélération de la pesanteur, K coefficient de viscosité (ou diffusion), C coefficient de Chézy pour le frottement au fond, W la vitesse du vent, F_x et F_y les contraintes dues au vent, P_x et P_y sont les composantes du frottement à la paroi, P l'apport local correspondant à la pluie. La connaissance de l'hydrodynamique des écoulements dans les rivières est nécessaire pour décrire le transport solide et donc les phénomènes liés à l'érosion et le dépôt.

III.2. La modélisation de transport solide

Le transport solide peut être modélisé en ajoutant aux équations de Saint-Venant une autre équation qui, permet de tenir en compte des matières en suspension ou des matériaux charriés (Cemagref, 2009) :

$$\frac{\partial(C_s h)}{\partial t} + \frac{\partial(C_s h u_s)}{\partial x} + \frac{\partial(C_s h v_s)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(h D_x \frac{\partial C_s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h D_y \frac{\partial C_s}{\partial y} \right) + E - S \tag{III.45}$$

Où :

C_s : est la concentration de sédiments dans l'eau (kg/m³) ;

h : la hauteur d'eau (m) ;

u_s, v_s : les vitesses du sédiment suivant Ox et Oy (m/s) supposées égales aux vitesses liquides u et v dans le cas du transport en suspension, et définies pour le charriage par $u \frac{u_{ch}}{\sqrt{u^2 + v^2}}$ et $v \frac{u_{ch}}{\sqrt{u^2 + v^2}}$ où u_{ch} est la vitesse des sédiments charriés calculée.

D_x, D_y : coefficients de diffusion suivant Ox et Oy (m²/s) donnés par les formules suivantes : $D_x = \sigma \omega_x$ et $D_y = \sigma \omega_y$ avec ω_x et ω_y les coefficients de diffusion liquide selon Ox et Oy (m²/s) ; σ le nombre de Schmidt (compris entre 0 et 1 en général).

E, S : le taux d'érosion et de dépôt respectivement.

III.2.1. Transport en suspension

En général, le terme source/puits pour les sédiments est donc composé de deux variables :

III.2.1.1. Le taux d'érosion (E)

Il est modélisé de la manière suivante :

$$E = M \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} - 1 \right) \text{ si } \tau > \tau_{cr}, \text{ sinon } E = 0 \tag{III.46}$$

Avec :

M : coefficient empirique à caler (m/s) ;

τ_{cr} : la contrainte critique d'érosion. Cette valeur ne dépend que du diamètre médian D_{50} des particules.

On signale ici que, le terme d'érosion est un terme source de concentration.

La relation (III.42) traduit le fait que les particules reposant sur le fond du lit seront mises en mouvement si la contrainte au fond imposée par la vitesse de l'écoulement est supérieure à la contrainte critique dépendant du diamètre de ces particules.

III.2.1.2. Le taux de sédimentation (S)

Il est modélisé de la manière de la manière suivante (pour une concentration C_e adimensionnelle) :

$$S = \alpha w_s (C_s - C_e) \text{ si } C_s > C_e, \text{ sinon } S = 0 \quad (\text{III.47})$$

Avec :

C_e : la concentration d'équilibre ;

α : est un paramètre de calage adimensionnel ;

w_s : la vitesse de chute (m/s) calculée à partir du diamètre des sédiments sous la formule Stokes (pour un diamètre de particules inférieur à 0,1mm) suivante :

$$w_s = \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g \cdot D_{50}^2 / 18\nu \quad (\text{III.48})$$

Le terme de sédimentation est terme puits pour la concentration. Le dépôt dépend fortement de la concentration et les paramètres hydrodynamiques de l'écoulement.

III.2.2. Transport par charriage

Pour pouvoir prendre en compte le charriage, les formules donnant E et S ont été modifiées afin que (Wu, 2007) :

$$E - S = \frac{q_s^* - q_s}{L_{char}} \quad (\text{III.49})$$

où :

q_s^* : la capacité maximale de transport et q_s le débit solide unitaire ;

L_{char} : distance de chargement (m).

q_s^* peut être calculé soit par la formule de Meyer-Peter Müller, soit par une formule progressive.

III.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi le système d'équations de Saint-Venant 2D à partir des équations de Navier-Stokes 3D à travers une gamme d'hypothèses simplificatrices.

L'intérêt majeur d'une approche de type Saint-Venant est de permettre, grâce à l'utilisation de la vitesse moyenne de l'écoulement et l'introduction explicite de la hauteur d'eau comme inconnue, d'aborder des problèmes physiques bidimensionnels et instationnaires, posés sur des domaines mobiles.

Le transport qui se traduit par l'addition d'une équation pour le mouvement des sédiments ; dans le cas général où il y a soit dépôt soit érosion, le niveau du fond de la rivière est modifié, ce qui implique que l'équation supplémentaire est couplée avec les équations de Saint-Venant.

Le système d'équations obtenu est représenté par des équations différentielles non linéaires, ce qui nécessite le recours à des méthodes numériques.

Chapitre IV : Méthodologie de simulation de transport solide via le logiciel Rubar20TS

L'écoulement et le transport solide dans les cours d'eau sont parmi les phénomènes les plus complexes et les processus les moins interprétés dans la nature. Il est très difficile, voire parfois, impossible de trouver des solutions analytiques pour la plupart des écoulements multiphasiques et multidirectionnels ; il est assez pénible d'obtenir des solutions numériques sans aide des ordinateurs à grande vitesse. Par conséquent, avant près d'un demi-siècle, beaucoup de problèmes d'hydraulique fluviale ont été résolus par les modèles physiques de laboratoire (Wu, 2007).

Avec les avancements enregistrés récemment dans le domaine informatique, des modèles numériques ont été considérablement améliorés et largement appliqués pour résoudre les problèmes réels. Il s'agit des codes de calcul 1D, 2D et 3D lesquels, ont été employés pour prévoir plus en détail les processus morphodynamiques sous des conditions d'écoulement complexes.

La simulation numérique et la modélisation physique sont les deux outils principaux utilisés dans l'étude des cours d'eau et le transport solide. Tous les deux ont leurs avantages et inconvénients, la modélisation physique peut fournir directement des résultats évidents, mais elle est chère et longue. Puisque l'écoulement, le transport des sédiments et la variation morphologique de lit dans les cours d'eau sont très compliqués, il est difficile d'assurer la similitude entre un modèle physique et son prototype.

En revanche, la simulation numérique donne des résultats rapidement et permet le suivi du comportement et l'évolution du système étudié dans le temps, ainsi que les prévisions appropriées. Cependant, la fiabilité de la simulation se mesure par l'intégrité du modèle mathématique, le choix du schéma numérique à adopter et la meilleure position des conditions initiales et aux limites. Par conséquent, la méthode la plus rentable est d'employer les modèles physiques pour étudier quelques scénarios et pour rassembler assez de données pour calibrer les modèles numériques.

Dans ce chapitre, nous allons présenter le code de calcul Rubar20TS, ensuite on décrit une méthodologie de simulation avec ce dernier.

IV.1. Présentation du code de calcul Rubar20TS

Le Cemagref a développé un outil de résolution numérique 2D appelé Rubar20. Ce logiciel a été initialement conçu pour le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage en bidimensionnel. A ce titre, il permet de simuler la propagation d'une onde issue soit d'une rupture instantanée de barrage, soit d'une rupture progressive.

Récemment, une nouvelle version avec transport solide a été élaborée, il s'agit de la version précédente, à laquelle est ajoutée une équation régissant le phénomène de transport solide.

De manière plus générale, ce logiciel permet tout calcul hydraulique ressortant des équations de Saint-Venant bidimensionnelles, en particulier, lorsque les variations temporelles des caractéristiques hydrauliques sont importantes (crues).

Les équations que le logiciel résout sont (Cemagref, 2009) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = P \quad (IV.1) \\ \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left(\frac{q_x q_y}{h} \right)}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{q_x \sqrt{q_x^2 q_y^2}}{C^2 h^2} + \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_x}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_y}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_x(W) + P_x \quad (IV.2) \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left(\frac{q_x q_y}{h} \right)}{\partial x} \\ = -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{q_y \sqrt{q_x^2 q_y^2}}{C^2 h^2} + \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_y}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Kh \frac{\partial \left(\frac{q_x}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_y(W) + P_y \quad (IV.3) \\ \frac{\partial (Ch)}{\partial t} + \frac{\partial (Chu_s)}{\partial x} + \frac{\partial (Chv_s)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(hD_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hD_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + E - S \quad (IV.4) \end{array} \right.$$

où h est la hauteur d'eau, Z : la cote du fond, q_x et q_y les débits unitaires selon Ox et Oy respectivement, g : l'accélération de la pesanteur, K : coefficient de viscosité, C : le coefficient de Chézy pour le frottement de fond, W : la vitesse du vent, F_x et F_y les contraintes dues au vent, P_x et P_y les composantes du frottement à la paroi, P : l'apport des affluents, C_s : la concentration de sédiments dans l'eau, D_x et D_y les coefficients de diffusion suivant Ox et Oy respectivement, u_s et v_s les vitesses de sédiments suivant Ox et Oy , E et S les taux d'érosion et de dépôt.

Le système ci-dessus comprend l'équation de continuité (IV.1), laquelle exprime la conservation de la masse dans un volume de contrôle, les équations dynamiques bidimensionnelles (IV.2, IV.3 respectivement selon Ox et Oy) et l'équation convection-diffusion pour le transport de sédiments (IV.4). Il est judicieux de rappeler que, le système d'équations de Saint-Venant est invariant par rotation c'est-à-dire que quelle que soit l'orientation des axes Ox et Oy , on trouve exactement les mêmes équations pour les nouvelles variables U , V , etc. (Audusse, 2004).

Le second membre des équations (IV.1) et (IV.2) peut se trouver sous des expressions légèrement différentes en fonction des problèmes posés.

Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles qui ont entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun. A chaque pas de temps, pour calculer les flux entrants et sortants de chaque maille, est résolu un problème de Riemann dans la direction normale à l'arrête.

Deux schémas numériques sont disponibles pour résoudre ce problème :

- ✓ un schéma de Van Leer avec deuxième ordre en espace et premier ordre en temps ;
- ✓ un schéma de Van Leer avec deuxième ordre en temps et en espace.

On résout d'abord le problème homogène pour les trois équations unidimensionnelles mises sous forme conservative puis on ajoute les termes du second membre où on retrouvera le terme de gravité, les frottements, etc. Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean Paul VILA portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires (Paquier, 1995).

Toutes les données du calcul y compris la cote du fond sont décrites indépendamment du maillage.

IV.1.1. Méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis que nous privilégierons ici pour l'étude de transport solide et le processus morphodynamique dans les cours d'eau, est elle intimement liée au caractère hyperbolique du système de Saint-Venant et fait qu'il s'agit d'une loi de conservation. En effet cette méthode, développée au préalable dans le cadre du traitement numérique des équations d'Euler, présente le grand intérêt d'être intrinsèquement conservative et s'adapte très bien à l'aspect discontinu des solutions. Il s'agit de découper l'espace en cellules à partir d'un maillage, le flux sortant d'une cellule ; appelée aussi volume de contrôle (voir Figure IV.1) est égal à celui qui rentre dans la cellule voisine, d'où un algorithme conservatif.

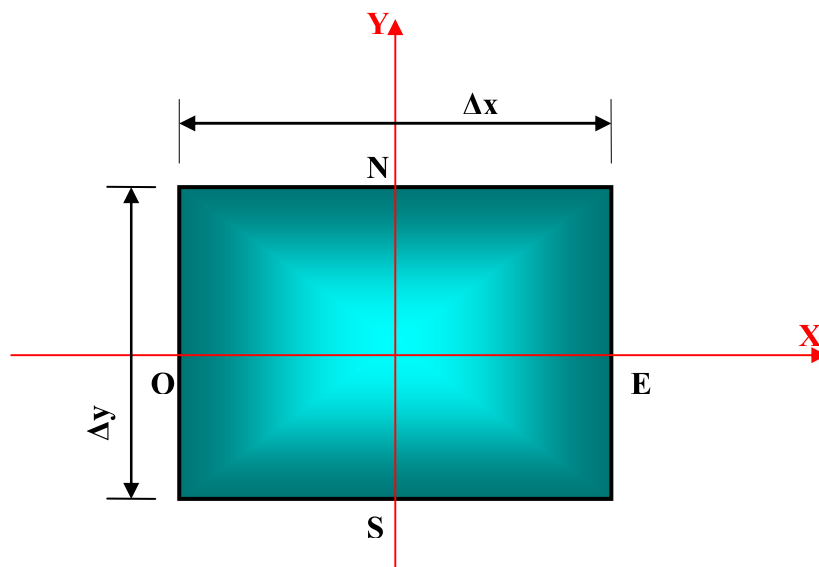


Figure IV.1 : Volume de contrôle dans un maillage bidimensionnel

Notons malgré tout, deux inconvénients de cette méthode. Le premier, de portée générale, est que la plupart des schémas appropriés sont liés à un traitement explicite du problème, ce qui nécessite, via l'introduction d'une condition CFL et afin d'obtenir un schéma stable, de considérer des pas de temps souvent petits et augmente donc le temps de calcul. Le second, plus spécifique au cas des systèmes non homogènes, est que la méthode des volumes finis est très bien adaptée au traitement des termes de flux, mais que son extension aux termes sources, notamment dans le but de préserver des états stationnaires du système, est plus délicate.

IV.1.2. Description de schéma numérique du code Rubar 20TS

Les équations précédentes sont résolues par le solveur du code Rubar 20, basé sur la méthode des volumes finis appliquée à un maillage non structuré et constitué de quadrilatères et de triangles.

Par ailleurs, le code utilise un schéma explicite de Van Leer avec second ordre en temps et en espace. Ce schéma numérique comprend quatre étapes (**Paquier, 1995**) :

a) un calcul du gradient de chacune des variables h , U et V (h étant remplacée par la variable z le niveau d'eau qui est égal à la cote du fond plus la hauteur d'eau) dans chaque maille pour chacune des deux directions correspondant aux axes Ox et Oy par la méthode des moindres carrés. Pour garder le caractère de schéma à variation totale décroissante (TVD), une limitation des gradients est effectuée, ce qui permet d'éviter la création d'extremums sur ces variables aux milieux des arêtes de la maille considérée.

b) la variable $W(h, Q_x, Q_y)$ est ensuite calculée à un temps intermédiaire $t_{n+1/2}$ au centre m_{ij} de chacune des arêtes de chaque maille i du maillage par :

$$W_{m_{ij}L}^{n+1/2} = W_{m_{ij}L}^n - 0,5\Delta t [f_1'(W_i^n)W_{xi}^n + f_2'(W_i^n)W_{yi}^n] + 0,5\Delta t S_i^n \quad (IV.5)$$

dans laquelle f_i (respectivement f_j) les flux selon Ox (respectivement Oy) correspondant aux premiers membres des équations (IV.2) et (IV.3), S est le second membre, W_{xi}^n (respectivement W_{yi}^n) les valeurs à gauche (respectivement à droite) de l'arête, L indique la valeur interne à la maille plutôt que la valeur à gauche.

c) la résolution d'un problème de Riemann unidimensionnel dans la direction normale à l'arête à $t_{n+1/2}$ afin d'estimer les flux à travers les arêtes pour le premier membre des équations (IV.2) et (IV.3). Ce mode de calcul permet de tenir compte des discontinuités de la ligne d'eau ; il permet, de ce fait, de représenter des ressauts hydrauliques sans toutefois tenir compte de leur longueur.

d) l'intégration du second membre des équations (IV.2) et (IV.3) sur la surface de la maille afin d'ajouter la contribution et d'obtenir la valeur finale W^{n+1} par :

$$W_i^{n+1} = W_i^n + \sum_J \frac{\varepsilon_{ij} l_{ij}}{A_i} \Delta t f_i(W_{m_{ij}}^{n+1/2}) + \Delta t S_i^{n+1/2} \quad (IV.6)$$

dans laquelle f_i représente le flux selon Ox , la sommation portant sur les mailles j qui ont un coté commun avec la maille M_i (de surface A_i) et ε_{ij} vaut 1 ou -1 selon l'orientation de l'arête M_{ij} (de longueur L_{ij}) commune aux mailles M_i et M_j .

La contribution du second membre inclut :

- des termes de gravité ou de pente traités comme les flux destinés à ce qu'une surface libre horizontale reste horizontale en l'absence d'apports ;
- des termes de frottement au fond qui sont simplement estimés au centre de la maille et calculés de manière implicite ;
- des termes de diffusion qui sont traités comme des flux ;
- les autres termes sont calculés au centre de la maille et traités de manière explicite.

En outre, les mailles sèches sont traitées de manière spécifique dans le sens où une maille est considérée sèche tant que la hauteur d'eau ne dépasse pas 0.1mm.

Les conditions aux limites peuvent être de quatre types :

- réflexion : flux nul sur l'arête ;
- flux sortant déterminé par le fluide ;
- flux entrant en imposant 2 des 3 variables (ou 3 en régime torrentiel) ;
- flux sortant avec une condition qui peut être soit hauteur imposée soit une loi de tarage soit un régime critique.

Les conditions initiales sont fixées par l'utilisateur en tirant d'eau (ou cote) et débits (ou vitesse) en chaque centre de maille à l'instant de début du calcul.

Le pas de temps peut être soit fixe, soit variable (déterminé en fonction du nombre de courant) ; des variations trop brutales engendrent cependant des perturbations numériques. Il en est de même des dimensions de maille qui ne doivent pas être dans un trop grand rapport entre les deux directions et d'une maille à sa voisine.

IV.1.3. Programmes de calcul du code Rubar20TS

Le code Rubar20TS est composé de six programmes informatiques :

- un module de construction du maillage ;
- un module de création des fichiers de frottement ;
- un module de génération de maillage final.
- un module de saisie des données hors maillage et hors conditions aux limites ;
- un module de saisie des conditions aux limites ;
- un module de calcul ;

Tous les programmes sont écrits en Fortran. La visualisation des données et des résultats ainsi que la saisie de certaines données peuvent s'effectuer à partir du pré et post-processeur FUDAA-PREPRO. Des utilitaires complémentaires permettent les transformations de format de fichier et les interpolations nécessaires.

Avant de présenter les programmes, voici la liste des extensions des fichiers que nous allons utiliser durant la suite de l'étude.

CIN : conditions initiales par maille

CLI : conditions aux limites

COX : cote du fond spécifiée en certains points définis par leurs coordonnées

DAT : ensemble des données par maille y compris cote du fond et arêtes limites

DIF : coefficients de diffusion spatialisés par maille

DUR : cotes du fond inérodable

DZF : différences de cotes de fond entre deux temps

ECI : édition des conditions initiales

ECL : édition des conditions aux limites
EFR : édition des frottements au fond
ENV : maxima des résultats depuis le début du calcul
FRT : frottement au fond par maille
FRX : frottement au fond en certains points définis par leurs coordonnées
IMA : coordonnées des sommets des quadrilatères de base du maillage et nombre de mailles par quadrilatère
M : maillage initial (section en travers et lignes directrices interpolées)
MAI : données du maillage
NUA : valeurs du coefficient de diffusion lorsque celui-ci est calculé
PAR : paramètres de simulation
ST : section en travers et lignes directrices
TPC : valeurs pour le transport à pas de temps fixe
TPS : ligne d'eau à pas de temps fixe
ZFM : cote du fond en chaque nœud d'un maillage en différents temps

IV.2. Méthodologie de simulation

En principe, une simulation vise à reproduire l'évolution d'un système réel que l'on veut étudier sur des événements passés, et avoir la possibilité de prédire les situations futures. Dans ce chapitre nous allons présenter les différents passages à effectuer pour mener à bien une simulation du transport solide à travers une approche couplée d'un modèle hydrodynamique et un modèle de transport, en commençant par la collecte de données jusqu'à la validation du modèle numérique utilisé. L'enchaînement de ces étapes, révèle une importance capitale pour parvenir à des résultats probants.

IV.2.1. Recueil des données du système à étudier

Lancer une simulation avec Rubar20TS nécessite de nombreuses données sur le système à étudier et sur les événements l'ayant affecté, ou bien susceptibles de l'affecter. On distingue six types de données requises suivants :

a) Données topographiques

Les données topographiques décrivent la géométrie du système fluviale étudié indépendamment de l'événement pouvant l'affecter. Ces données sont destinées à établir la topologie du modèle. On distingue entre autre, les levés topographiques ou bathymétriques, modèles numériques de terrain, photogrammétrie, etc.

b) Données hydrologiques

Une modélisation hydraulique peut nécessiter une modélisation hydrologique préliminaire pour déterminer certaines des données d'entrée à fournir au code, comme des séries de pluie (journalières, mensuelles ou annuelles), courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) ou encore des hyétoigrammes.

c) Données hydrométriques

Les données hydrométriques permettent de caractériser un événement survenant sur le système à étudier. Les plus exploitées dans le code Rubar20TS sont :

- la hauteur d'eau et le champ de vitesses sur l'ensemble du maillage qui sont définis comme des conditions initiales ;
- les hydrogrammes de crue qui doivent être utilisés comme une condition aux limites à l'amont du modèle ;
- la courbe de la ligne (ou cote) d'eau, considérée comme étant une condition aux limites à l'entrée du modèle ;
- la courbe de tarage qui fait l'objet d'une condition limite à l'aval du modèle dans le cas d'un écoulement fluvial.

d) Analyse granulométrique

Consiste à déterminer les caractéristiques des matières en suspension transportées et les matières charriées pendant les crues (différents diamètres à introduire comme paramètres de calcul) et la nature de fond du lit (érodable ou non) ;

e) Données de transport solide

Dans cette catégorie, sont rassemblées toutes les données ayant trait au transport solide et à l'évolution de la topographie du site, on distingue : le coefficient de frottement, coefficient de Schmidt, coefficient d'érosion, coefficient de vitesse de dépôt, etc.

f) Autres données

Ce sont des données qui ont un lien direct avec les paramètres de la simulation, elles sont choisies à partir d'une mûre réflexion d'une part, et d'une grande expérience dans le domaine de la modélisation numérique d'autre part.

Il importe de signaler que, certaines données de différents types peuvent être l'objet d'un calage du modèle dans la plupart des cas.

IV.2.2. Création du maillage initial avec FUDAA MODELEUR

FUDAA-MODELEUR est un logiciel doté d'une interface conviviale constituée d'un groupe de calques, il permet de :

- importer des données géographiques à partir des SIG (Système d'Information Géographique) ou fichiers Excel ;
- géoréférencer les cartes et les images de type Raster ;
- gérer et éditer des objets géographiques à partir des calques ;
- couvrir le domaine d'étude par une série de sections en travers et de lignes directrices (brutes), qui suivent les traits dominants de la topographie ;
- ouvrir et visualiser un fichier de sections, de courbes de niveau et de semis de points ;
- exporter tous les calques sous format de fichier d'extension *.ts qui doit servir comme fichier d'entrée pour le programme SECMA.

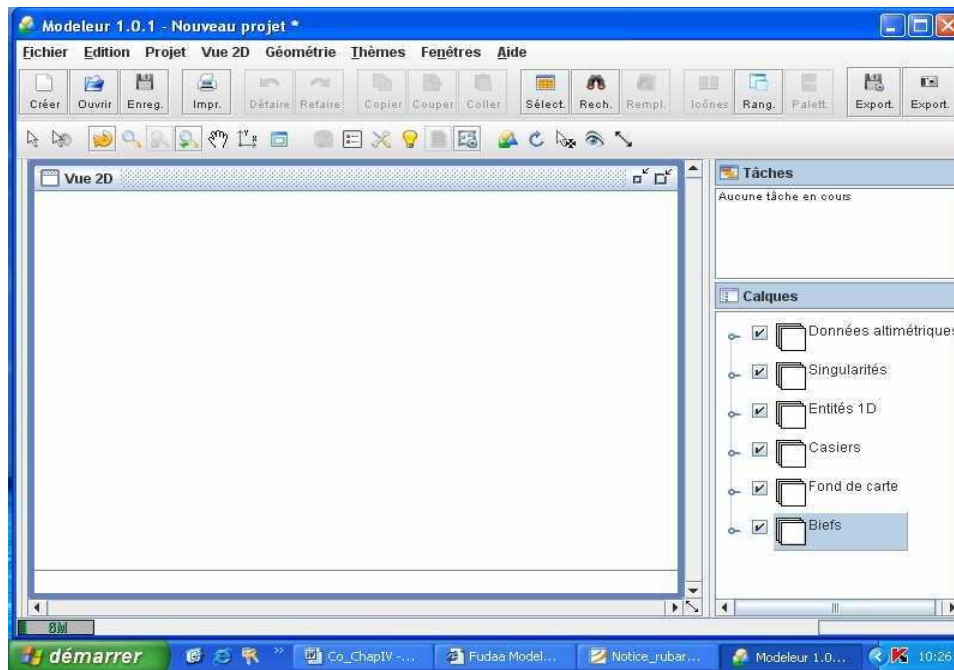


Figure IV.2 : Interface du logiciel FUDAA-MODELEUR

IV.2.3. Enchaînement des programmes de calcul du code Rubar20TS

La mise en œuvre du logiciel est constituée du lancement successif de cinq principaux programmes suivants :

IV. 2.3.1. Programme SECMA

Le programme SECMA crée le fichier de sections de maillage (ou sections interpolées) *.m. Longitudinalement, des sections sont rajoutées si la distance est supérieure au pas donné par l'utilisateur. Transversalement, on rajoute des points entre les lignes directrices selon un pas donné par zone (entre deux lignes directrices) ou un nombre de mailles (si le pas est nul) ; ainsi, soit le nombre de points par zone est constant soit le pas d'espace est constant (option " optimisation ").

L'interpolation dans SECMA se fait en deux étapes : interpolation transversale à l'intérieur de chaque section (linéaire par morceaux) pour obtenir des sections à nombre de points identiques puis interpolation longitudinale (linéaire) sur chaque ligne reliant les points d'ordre identique, afin de créer les points des sections intermédiaires ; dans cette étape, une distance minimale entre sections est maintenue.

Pour créer un raffinement de maillage, il faut encadrer la zone par des sections et des lignes directrices qui seront confondues ailleurs. Sur la figure suivante, nous présentons le menu de SECMA :



Figure IV.3 : Exécutable de SECMA

IV.2.3.2. Programme MCOXIMA

Le programme MCOXIMA transforme le fichier de maillage *.m en fichier de mailles *.ima et de cotes du fond *.cox. Il est possible de construire par ce programme, un fichier *.frx correspondant aux frottements du fond et défini par bande de maillage parallèle aux lignes directrices.



Figure IV.4 : Exécutable de MCOXIMA

IV.2.3.3. Programme MAIL20

Ce programme permet de lire le fichier *.ima et faire ressortir un maillage final bien structuré *.mai qui, devrait servir comme outil de base pour tout calcul par la suite.



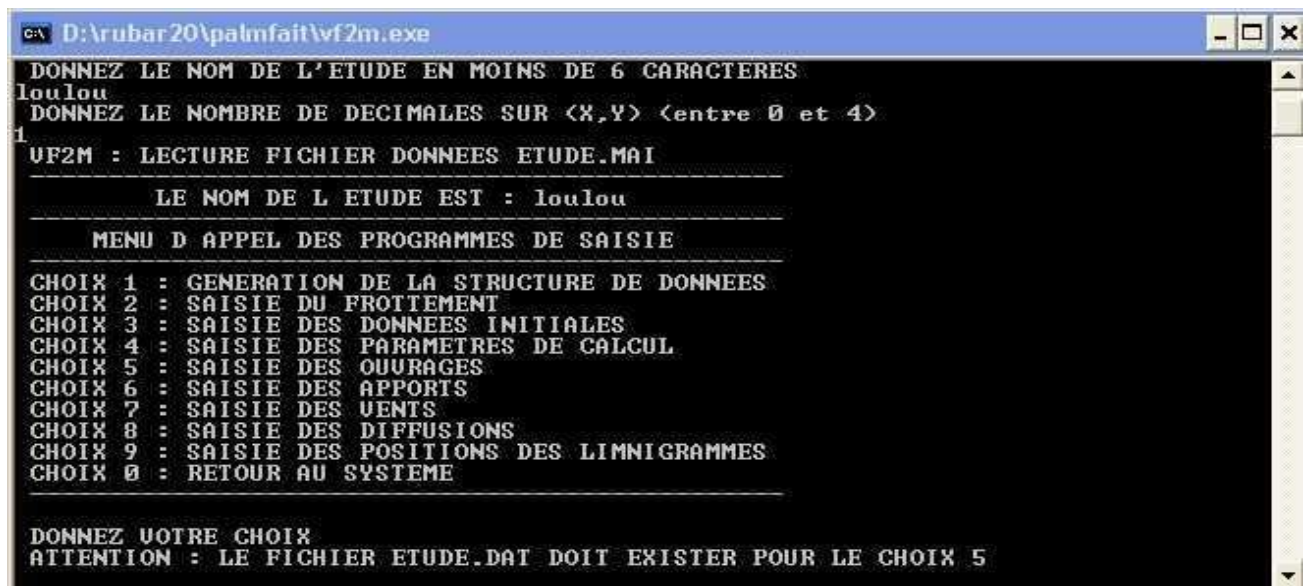
Figure IV.5 : Exécutable de MAIL20

IV.2.3.4. Programme VFALUV

Le programme VFALUV définit les paramètres principaux, il permet de saisir et d'interpoler sur un maillage défini auparavant (fichier *.mai). Les données sont :

- ✓ cote du fond (par nœud) ;
- ✓ coefficient de frottement au fond au centre de la maille ;
- ✓ conditions initiales (par maille) ;
- ✓ coefficient de diffusion (par maille) ;

Il permet également de constituer le fichier *.par qui contient tous les paramètres relatifs à une simulation. Hormis le maillage et le fichier des conditions aux limites, tous les fichiers nécessaires au calcul par Rubar20TS peuvent être formés ici.



```
D:\rubar20\palmfait\vf2m.exe
DONNEZ LE NOM DE L'ETUDE EN MOINS DE 6 CARACTERES
loulou
DONNEZ LE NOMBRE DE DECIMALES SUR <X,Y> <entre 0 et 4>
1
UF2M : LECTURE FICHER DONNEES ETUDE.MAI
-----
LE NOM DE L ETUDE EST : loulou
-----
MENU D APPEL DES PROGRAMMES DE SAISIE
-----
CHOIX 1 : GENERATION DE LA STRUCTURE DE DONNEES
CHOIX 2 : SAISIE DU FROTTEMENT
CHOIX 3 : SAISIE DES DONNEES INITIALES
CHOIX 4 : SAISIE DES PARAMETRES DE CALCUL
CHOIX 5 : SAISIE DES OUVRAGES
CHOIX 6 : SAISIE DES APPORTS
CHOIX 7 : SAISIE DES VENTS
CHOIX 8 : SAISIE DES DIFFUSIONS
CHOIX 9 : SAISIE DES POSITIONS DES LIMNIGRAMMES
CHOIX 0 : RETOUR AU SYSTEME
-----
DONNEZ UOTRE CHOIX
ATTENTION : LE FICHER ETUDE.DAT DOIT EXISTER POUR LE CHOIX 5
```

Figure IV.6 : Exécutable de VFALUV

IV.2.3.5. Programme Rubar20TS

Le programme Rubar20TS effectue la résolution des équations de Saint-Venant bidimensionnelles ainsi que l'équation de transport selon un schéma explicite en volumes finis. Cette méthode implique un très faible pas de temps (nombre de courant inférieur à 1) ce qui limite l'emploi du logiciel à des circonstances hydrauliques rapidement variées (transitoires). Le raffinement de maillage local utilisé pour décrire une singularité géométrique est à déconseiller car il y a immédiatement réduction du pas de temps ; en particulier, un chenal étroit et profond ne peut être représenté tel quel ; il est nécessaire de l'élargir en prenant une côte du fond moyenne qui conservera la capacité de transit globale.

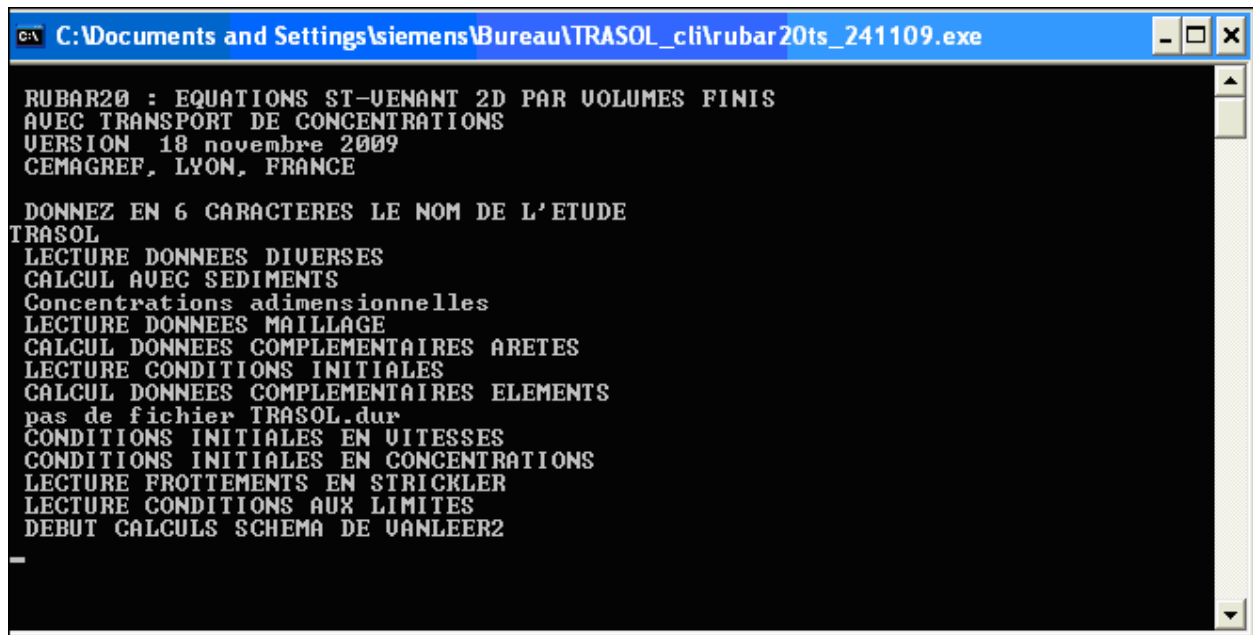


Figure IV.7 : Exécutable de Rubar20TS

IV.2.4. Utilisation de FUDAA-PREPRO (PREPROCESSEUR et POSTPROCESSEUR)

FUDAA-PREPRO est un pré-post processeur conçu par CETEMEF, il comprend un superviseur qui peut être considéré comme un explorateur de fichiers adapté aux systèmes de modélisation hydraulique, il offre un menu qui permet de lancer les applications du pré-processeur suivantes :



Figure IV.8 : Applications du pré-processeur Fudaa-Prepro

a) « **Editeur de projet** » qui permet de visualiser l'ensemble des données d'entrée du programme Rubar20TS. Si un fichier PAR existe, un clic sur ce fichier entraîne l'ouverture de l'ensemble des données de la même étude contenues dans le même répertoire. Il est ensuite possible (à maillage fixé) de modifier certaines données de manière interactive. Il est aussi possible d'exporter une partie du maillage pour recréer un nouveau projet. En outre, depuis l'Editeur, on peut lancer VFALUV pour créer les fichiers de calcul à partir des fichiers de données brutes éventuellement modifiées sous L'Editeur.

b) « **Postprocesseur** » qui permet de visualiser la plupart des résultats : variables contenues dans les fichiers TPS, TPC, ENV, ZFN. Les types de visualisation sont :

- une vue globale permettant d'afficher (en plus d'un éventuel fond de plan), une carte de différentes variables à un temps sauvegardé (possibilité d'animation) ;
- une vue par section (coupe dans un plan vertical). Ces profils spatiaux permettent un calcul du débit à travers la section à un temps donné ;
- des courbes d'évolution dans le temps en un point du maillage pour les variables sauvegardées ;
- la comparaison entre deux simulations est possible ainsi que la visualisation des différences ;
- une vue 3D des niveau d'eau.

c) « **Meshview** » qui ne permet que de visualiser le maillage continu dans un fichier MAI ou DAT.

Fichiers d'entrée	Programmes	Fichiers de sortie
ST	SECMA Interpolation sur sections en travers et lignes directrices	M
M	MCOXIMA Conversion du maillage en fichiers de frottements	IMA COX FRX
IMA	MAIL20 Création du maillage final	MAI
MAI COX FRX DUR	VFALUV Création de fichiers de données	DAT PAR FRT CIN DIF DUR
DAT CLI	TRALUV Création des conditions aux limites	DAT CLI
DAT CLI PAR FRT CIN DIF DUR	RUBAR 20 TS Calcul des paramètres (simulation)	TPS TPC ZFN OUT MAS ENV NUA ECL EDM ECI EFR DZF

Tableau IV.1 : Position des fichiers par rapport aux programmes de calcul pour le transport

IV.3. Calage et validation du modèle

Le calage consiste en la confrontation du système réel au système modélisé en analysant leur comportements respectifs. Cette confrontation est réalisée à travers des tâches diverses afin de déterminer les paramètres du modèle le plus souvent de manière manuelle ou en d'autres termes, le calage est une opération qui vise à reproduire des événements de références aussi fidèlement que possible par un ajustement de paramètres à base physique (**Vidal, 2005**).

En général, on admet six étapes principales à identifier dans la tâche de calage :

- l'affectation des données ;
- la définition des paramètres et leur initialisation;
- la réalisation de simulations ;
- la comparaison des résultats ;
- l'ajustement des paramètres ;
- la qualification du modèle obtenu.

La validation du modèle consiste quant à elle à s'assurer que le modèle numérique possède un niveau de précision cohérent avec l'application demandée. Les résultats numériques fournis doivent être comparés à des données de terrain afin de s'assurer de la fiabilité du modèle numérique.

Néanmoins, quel que soit le type de modèle hydraulique, il ne reproduira jamais la réalité dans toute sa complexité (**Cunge, 1995**).

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à exposer d'une manière succincte la finalité d'une simulation numérique sur les cours d'eau, ensuite une description plus ou moins détaillée du code de calcul Rubar20TS ; dans laquelle nous avons abordé les objectifs du code et ses limites d'application, l'approche couplée de l'hydrodynamique et le transport solide qui est jugée prometteuse, la méthode de discrétisation employée et le schéma numérique adopté, etc.

En vue de mettre en place une méthodologie de simulation adéquate, nous avons passé en revue les différents éléments intervenant dans une simulation avec le code Rubar20TS, en commençant par le recueil des données jusqu'à la validation du modèle. L'aisance de mise en œuvre d'une méthodologie de simulation repose sur une synthèse générale des travaux de recherche élaborés par les modélisateurs même s'ils délivrent des résultats, présumés subjectifs comme outils d'aide à la décision.

Chapitre V: Application sur un tronçon de Oued Boussellam

V.1. But de l'application

Avant quelques décennies, l'estimation des apports solides dûs à l'érosion soit du bassin versant soit des berges, a été l'objet de nombreuses recherches effectuées à l'aide des modèles réduits. Cette estimation a été vraisemblablement couronnée de succès dans une époque où les codes de calcul n'ont pas encore connu une évolution remarquable ; le calcul des volumes solides susceptibles de parvenir aux sites des barrages, est basé sur des formules empiriques issues des lois caractérisant l'érosion des sols de différentes natures. Malheureusement, ces formules empiriques sont menées à l'échec dans la majorité des cas, vu leur nombre de paramètres et leur complexité parfois, ajouter à ça leur non-conformité pour une application générale sur tous les bassins versants.

En sus, les lois empiriques de l'érosion des bassins versants établies pour prédire l'évolution du volume mort dans les barrages, dans leur formulation, négligent la phase de l'écoulement à vrai dire, c'est-à-dire ne tiennent pas compte des paramètres de l'écoulement et les variations morphologiques de lit du cours d'eau.

Vu les limites d'application des formules empiriques pour fournir des résultats consistants que se soit pour un diagnostic ou bien pour une prévision. Dans notre application, nous allons tester un nouvel outil en l'occurrence, le code Rubar20TS pour deux buts principaux :

- estimer le volume des matières solides transitant sur un tronçon de Oued Boussellam durant une crue exceptionnelle ;
- suivre l'évolution morphologique du tronçon à étudier, avec la localisation des zones d'érosion et de dépôt dans une période assez courte (34 heures) et pour un régime transitoire et non uniforme.

V.2. Le choix du site

Pour le choix du site, on aurait dû prendre un tronçon de Oued Boussellam situé juste à l'amont de la retenue pour obtenir des résultats permettant d'estimer le volume mort dans la retenue de Tichi-Haf, toutefois, un problème de manque de données nous a obligé de chercher un site plus adéquat pour effectuer la simulation. Le problème réside dans le sous-bassin d'Elmain (08) s'étalant sur une surface de 980 km², qui est dépourvu de toute station hydrométrique (voir Figure V.1) et vu l'importance de l'apport en matières solides, nous nous sommes contraints de chercher un tronçon entre le barrage (à l'aval) et la station hydrométrique de Sidi-Yahia située à 6 km de la retenue du barrage.

Nous avons opté pour un tronçon situé juste à l'amont de la station Sidi-Yahia laquelle, pourrait nous fournir des données concernant les apports liquides et solides enregistrés dans des séries d'observation (voir Figure V.1).

V.3. Description du bassin versant de Boussellam

Il est important de signaler que, le tronçon étudié est situé dans le bassin de Boussellam aval, et plus précisément à la station hydrométrique de Sidi-Yahia.

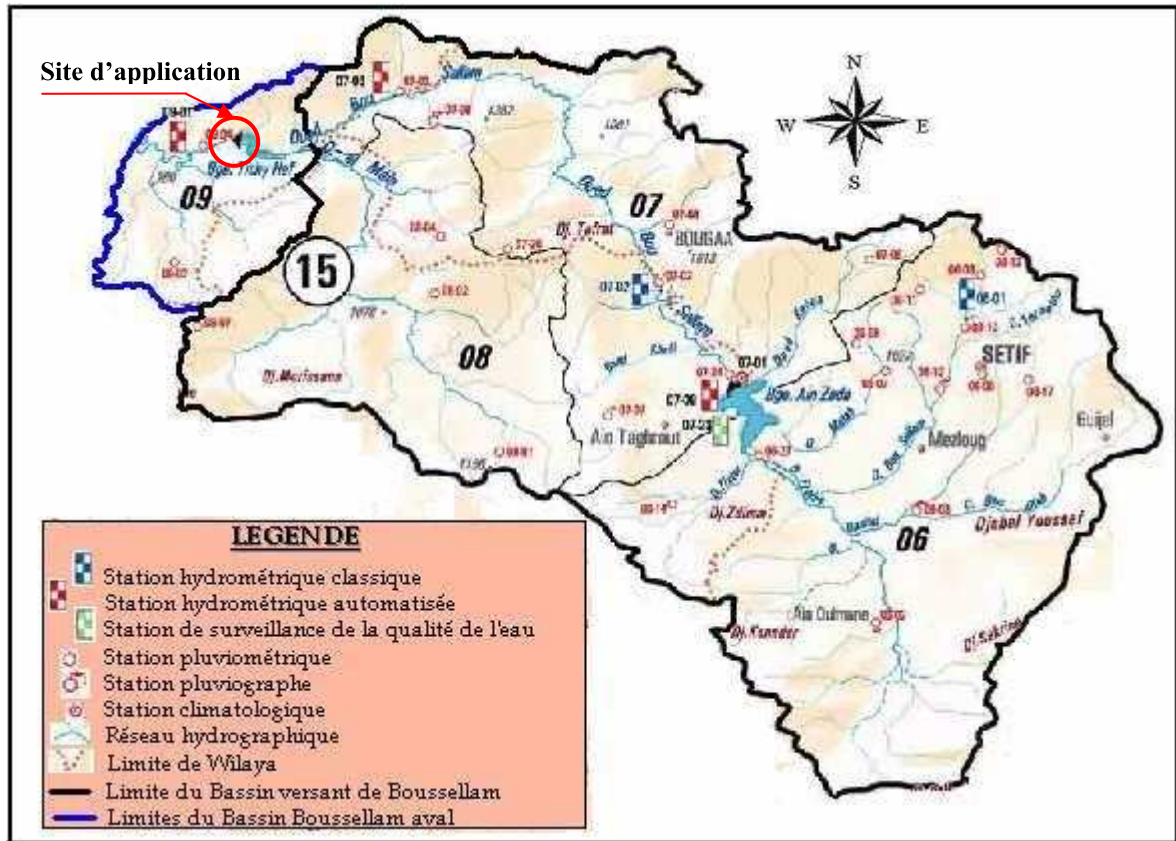


Figure V.1 : Carte générale du bassin de Boussellam (Echelle : 1/700.000)

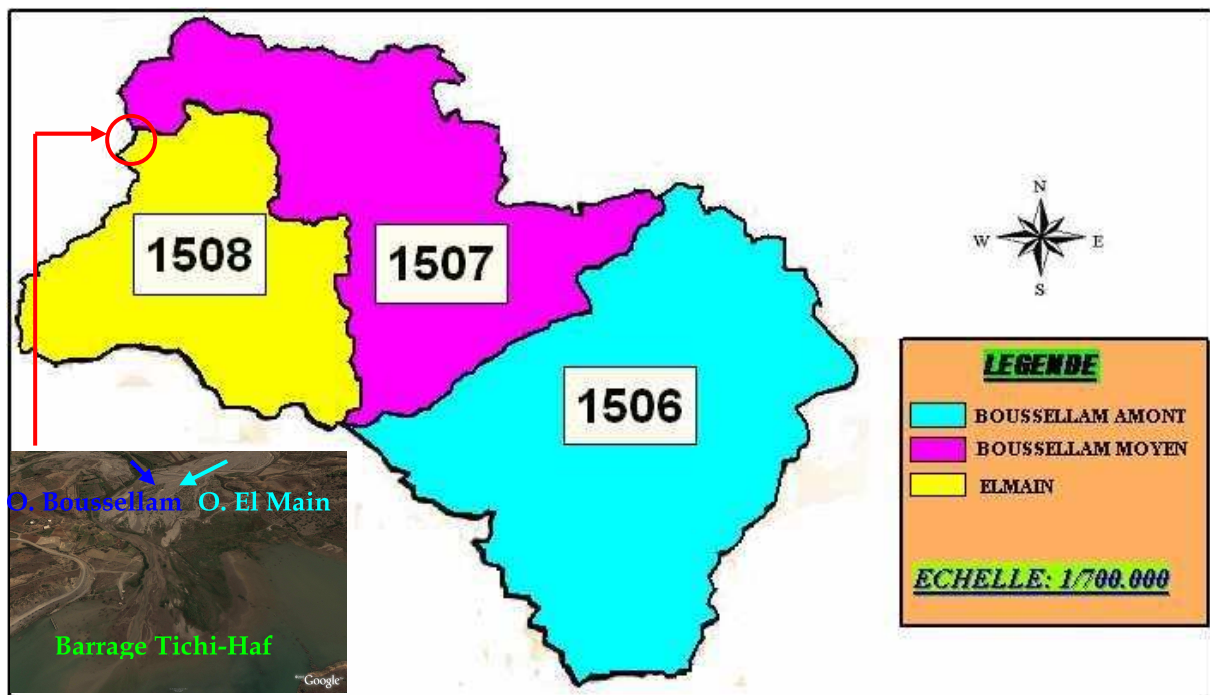


Figure V.2 : Sous bassins versants de Boussellam et leur exutoire

Au site du barrage, Oued Boussellam draine les deux bassins : Boussellam amont et moyen ; Oued El Main à son tour, draine le bassin d'El Main. La rencontre des deux Oueds constitue une zone de confluence, située juste l'amont de la retenue que l'on peut qualifier comme exutoire des trois sous-bassins constituant le Bassin de Boussellam (voir Figure V.2)

Dans la suite de cette étude, nous allons étudier uniquement le bassin Boussellam.

V.3.1. Situation géographique du bassin de Boussellam

Le tronçon de Oued Boussellam concerné est situé juste à la station hydrométrique de Sidi-Yahia, et s'éloigne environ 6 km du site de barrage (exutoire du BV de Boussellam). Le bassin versant Boussellam est situé dans le Nord-Est Algérien, approximativement entre $4^{\circ}36' - 5^{\circ}36'E$ de longitude Greenwich et $35^{\circ}44' - 36^{\circ}33'$ de latitude de Nord (voir Figure V.3). Il a une forme irrégulière, s'étendant dans la direction Nord-Est-Sud-Ouest et vers le Sud-Est. Il occupe une partie très importante du bassin de la Soummam (environ 44% de la superficie totale).

Au Nord, il est limité par la vallée de la Soummam, à l'Est par la chaîne de Babor. A l'Ouest, il est cerné par la chaîne des Bibans, tandis qu'au Sud, par Djebel Boutaleb et les montagnes de Hodna.

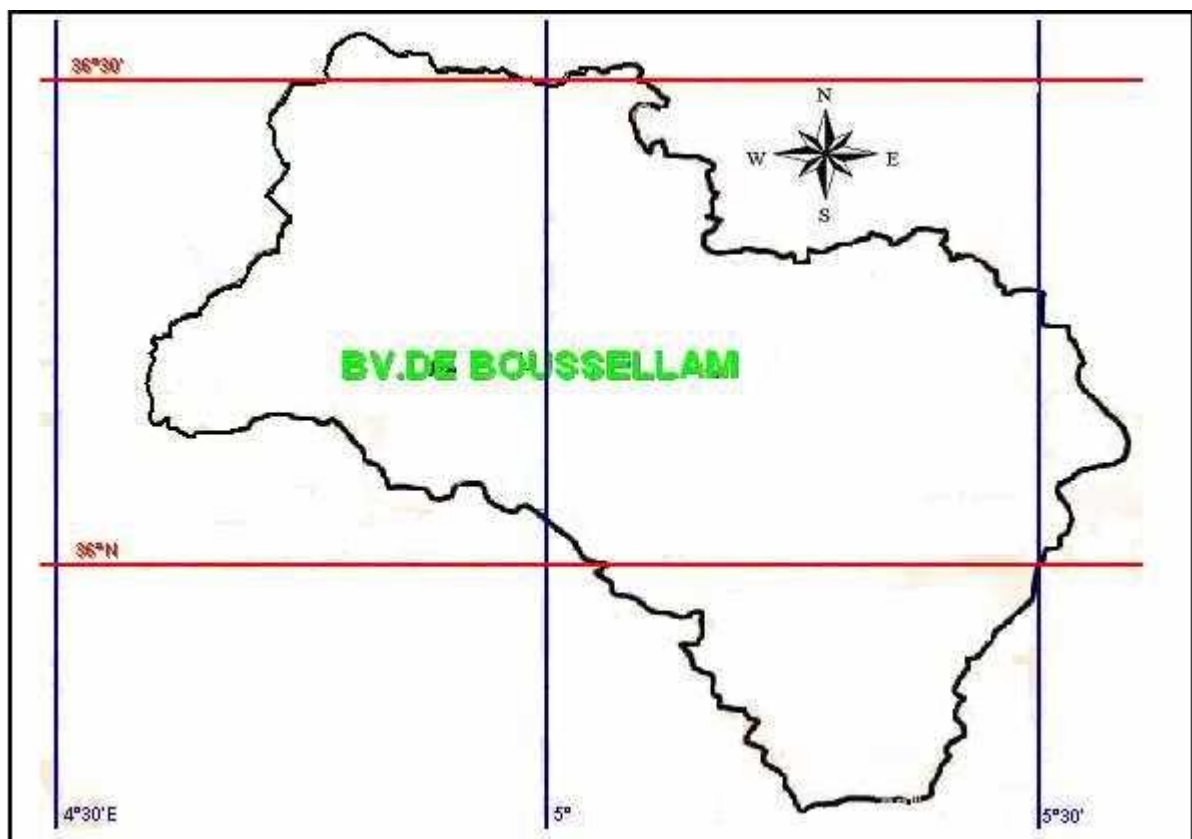


Figure V.3 : Situation géographique du bassin versant de Boussellam (Echelle : 1/700.000)

V.3.2. Caractéristiques morphologiques

Le bassin versant de Boussellam peut être subdivisé en deux parties hydrologiquement différentes : une région supérieure jusqu'à la station hydrométrique de Magraoua ($E=2.370 \text{ km}^2$), faisant partie des hautes plaines de Sétif, au relief assez plat et au climat semi-aride, avec végétation importante et par conséquent des coefficients d'écoulement relativement faibles ; une région inférieure située entre Magraoua et Tichi-Haf sur le côté méridional de l'Atlas Tellien ($E=1.520 \text{ km}^2$), peu boisé, aux pentes raides et à précipitations plus abondantes. Les coefficients d'écoulement dans cette région, sont plus élevés que dans la région supérieure, il existe un ouvrage de retenue près de Sétif, à savoir le barrage Ain Zada. Ce dernier a des répercussions sur les apports au site de Tichi-Haf.

Le réseau hydrographique, visible à la Figure V.4, montre la situation des rivières dans tout le bassin : on aperçoit une densité du réseau bien plus marquée dans la région inférieure, signe évident d'une participation plus active de cette région à l'écoulement. Les profils en long (Figure V.5) des principaux cours d'eau montrent aussi la raideur de la région inférieure, caractéristique qui a un effet important dans la formation de crues. Les caractéristiques morphologiques saillantes du bassin versant sont résumées au tableau suivant :

Surface totale	$E = 3.890 \text{ km}^2$
Périmètre	$LP = 290 \text{ km}$
Indice de compacité	$C = 1,3$
Longueur du rectangle équivalent	$LR = 110 \text{ km}$
Longueur du thalweg principal	$LT = 165 \text{ km}$
Altitude maximale	$H_{\max} = 1.737 \text{ m}$
Altitude minimale	$H_{\min} = 240 \text{ m}$
Altitude moyenne	$H_{\text{moy}} = 960$

Tableau V.1 : Caractéristiques morphologique du bassin de Boussellam

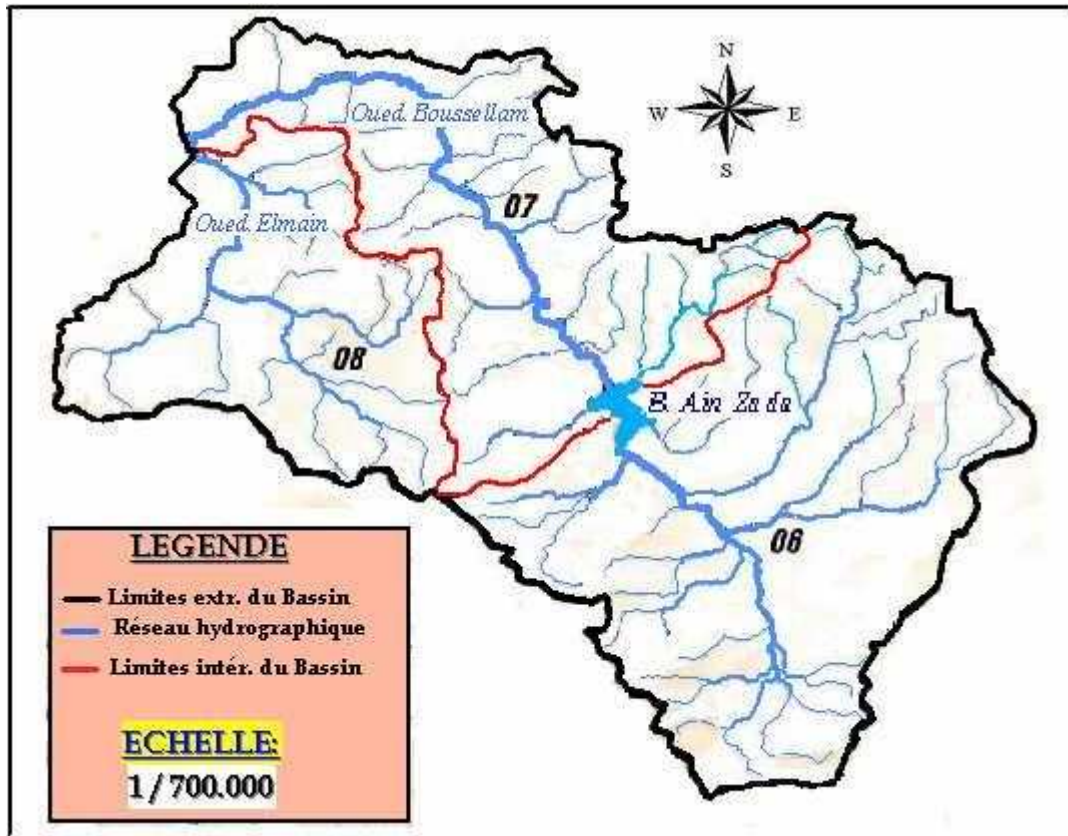


Figure V.4 : Réseau hydrographique du bassin Boussellam

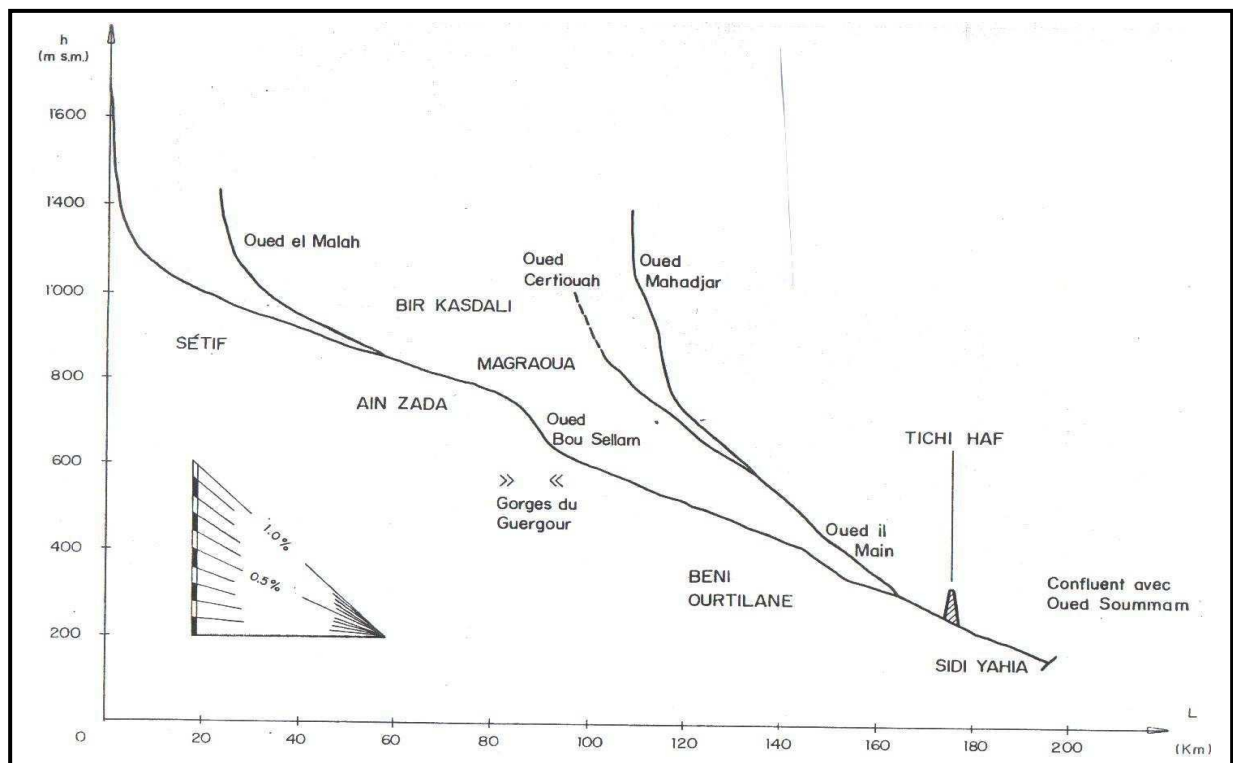


Figure V.5 : Profils en long des principaux cours d'eau (Lombardi, 1984)

V.3.3. Géologie régionale

La figure (V.6) représente les différentes formations géologiques du bassin de la Soummam, dont on distingue (Charifi, 2006):

- **Le Quaternaire** : représenté par des alluvions le long des Oueds et au niveau des hautes plaines.
- **Le Pliocène continental** : le coteau du Sahel est couronné par des graviers siliceux et fluviaux. Ailleurs, il est conglomératique sinon caillouteux.
- **Le Miocène** : il s'agit essentiellement du Miocène inférieur. Il est continu depuis l'ouest de Bejaia jusqu'aux environs de Sidi-Aich. Il affleure également du côté de Dj. Mansourah sous forme de grès.
- **L'Oligocène** : il est généralement argilo-gréseux. Il affleure en abondance à partir de Tazmalt et de part et d'autre de la vallée de la Soummam, en allant vers l'ouest. on note également sa présence au niveau de la chaîne de Gouraya et de la région de Béni-Mansour.
- **L'Eocène** : il est quasiment marneux, parfois calcaro-marneux. Il affleure surtout au niveau des hautes plaines.
- **Le Crétacé** : se présente en général, sous format de flyschs. Il est étendu, continu depuis la chaîne des Bibans jusqu'aux montagnes de la petite Kabylie. Le faciès est marneux au Crétacé supérieur (Sénonien). Il est schisteux, sous forme de bancs de plusieurs centaines de mètres d'épaisseur avec quelques intercalations de grès au Crétacé moyen (Albien) et apparaît dans la région de Béni-Mansour et la chaîne des Bibans. Il est gréseux pélitique, parfois carbonaté-gréseux au Crétacé inférieur.
- **Le jurassique** : il affleure surtout au niveau de la chaîne calcaire et le long de sa continuité vers l'est. Il est principalement calcaro-dolomitique.
- **Le Trias** : il est de faciès gypso-salin et apparaît le long de contacts anormaux (contact des nappes de charriage) dans le Tell méridional et est présenté par des conglomérats et des grès rougeâtres dans le Tell septentrional.

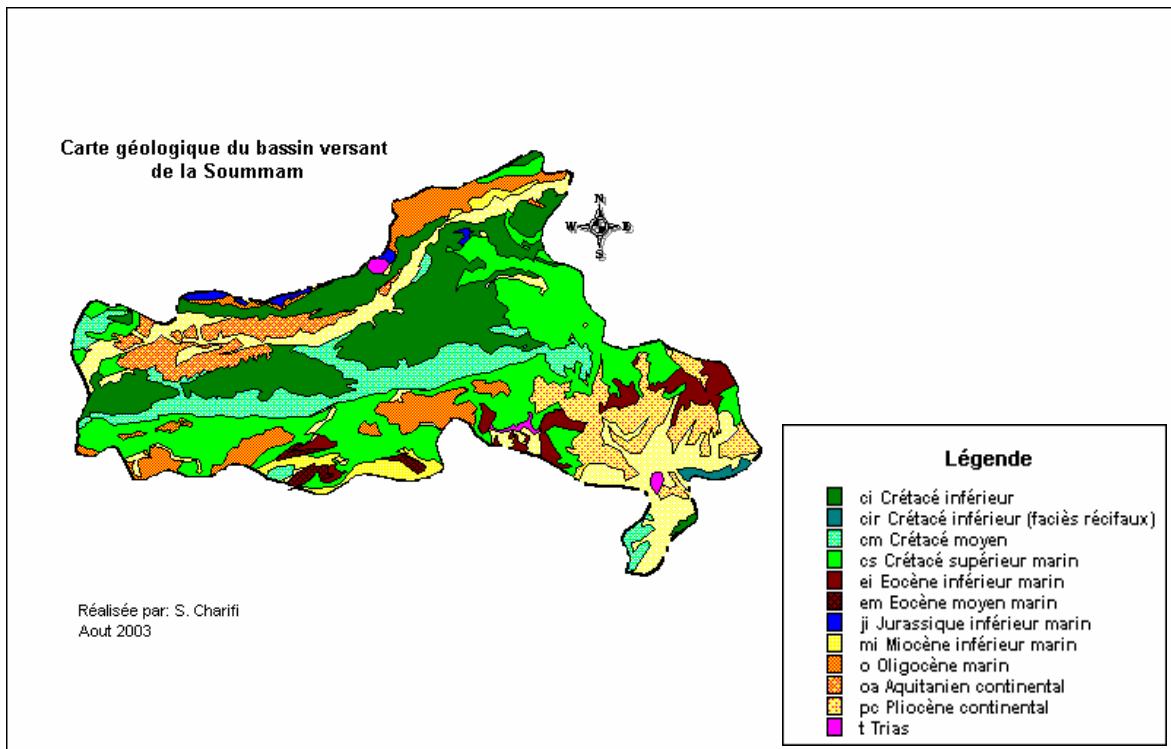


Figure V.6 : Carte géologique du bassin de la Soummam (Echelle : 1/500.000)

V.3.4. Sol

La majorité des sols dans le bassin de Boussellam sont des sols calcaires (riches en calcaire) ; ils occupent une importante surface du bassin (plus de 70%). Leur complexe absorbant est modifié par l'eau d'une façon que l'élément d'Hydrogène peut atteindre 20% de la capacité totale. Ces sols ont généralement une texture légère et sont donc perméables. Lorsque les matières organiques atteignent 25%, on est en présence de la variété humifère de ces sols, qui peuvent présenter alors une texture relativement lourde allégée par la présence des matières organiques.

Au nord et à l'est du bassin, on rencontre des sols insaturés qui ne contiennent pas de calcaire dont l'argile peut être plus abondante en surface qu'en profondeur ; leurs roches mères sont généralement imperméables.

Le long des Oueds, les sols existants sont des dépôts alluviaux appelés sols alluviaux à profil indifférencié. En outre on rencontre, en petites quantités, des sols calciques, ainsi que des sols salins dans la région sud (voir Figure V.7).

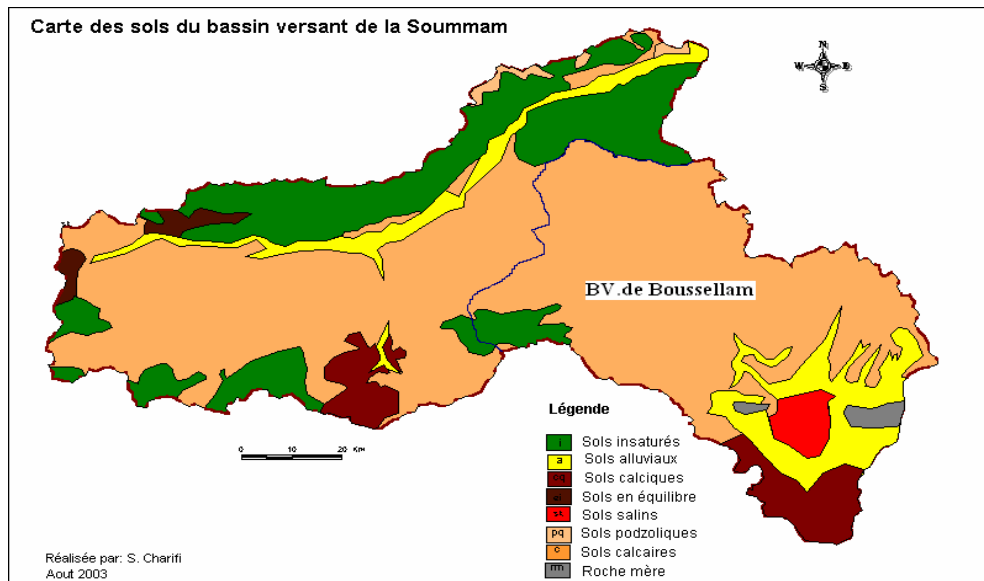


Figure V.7 : Carte des sols du Bassin de la Soummam (Charifi, 2006)

V.3.5. Climat

Vu la surface étendue du bassin qui s'étale sur 3.890 km², le bassin de Boussellam est caractérisé par trois étages bioclimatiques, lesquels on distingue (voir Figure V.8) :

a) Climat sub-humide

Ce type de climat gouverne une grande partie Nord et une petite partie de l'est du bassin, les températures moyennes annuelles diminuent de 17° C à 10° C par effet orographique. L'humidité relative présente un cycle diurne assez marqué, la pluviométrie annuelle moyenne décroît très sensiblement du Nord vers le Sud et de l'est vers l'ouest, ainsi que des sommets vers les plaines.

b) Climat semi-aride (hautes plaines telliennes)

Le climat des hautes plaines telliennes est quasiment continental :
 Les températures moyennes annuelles varient de 15 à 10° C en fonction de l'altitude croissante.
 La pluviométrie moyenne annuelle varie de 250 à 500 mm avec l'accroissement de l'altitude. En général, il pleut de 50 à 100 jours par an. Le régime des pluies mensuelles présente un maximum principal en janvier, mais les pluies orageuses d'automne et de printemps prennent sous ce climat une importance non négligeable.
 Les gelées blanches sont très fréquentes (60 à 70 jours par an en moyenne), le sirocco est également fréquent (40 à 55 jours en moyenne par an).

c) Climat aride

Il caractérise la partie Sud du bassin Boussellam amont, il est typiquement continental. Les hautes températures étouffantes durant la journée et des basses températures nocturnes sont, les principales particularités de ce climat. La pluviométrie est pratiquement très faible (zone de sécheresse) et varie très sensiblement du Nord vers le

Sud, l'érosion éolienne et hydrique ainsi que le transport solide sont les principaux phénomènes rencontrés.

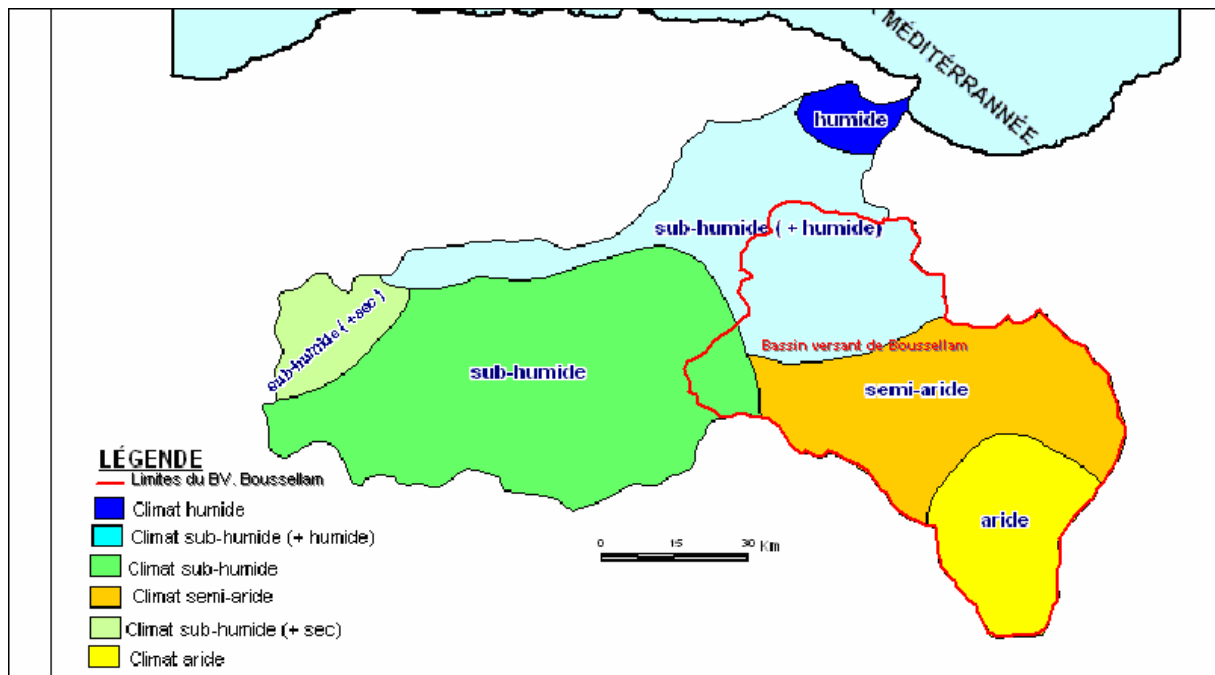


Figure V.8 : Etages bioclimatiques du bassin de la Soummam (Charifi, 2006)

V.3.6. Précipitations

Les conditions hydrologiques jouent un rôle très important dans les processus érosion et transport solide dans les cours d'eau ; la pluie est le facteur le plus actif de l'érosion des sols. Elle constitue la source d'énergie nécessaire à l'arrachement des particules et leur transport.

Le réseau pluviométrique du bassin de Boussellam est composé de 10 stations pluviométriques. La Figure V.9 montre comme déjà signalé, une concentration des précipitations dans le Nord du bassin versant de Boussellam (c'est-à-dire la partie inférieure), que dans le Sud. La valeur moyenne annuelle sur le bassin calculée (d'après Lombardi) est de 565 mm. Cette valeur correspond à la moyenne pondérée entre les valeurs relatives au bassin supérieur (484 mm) et au bassin inférieur (692 mm).

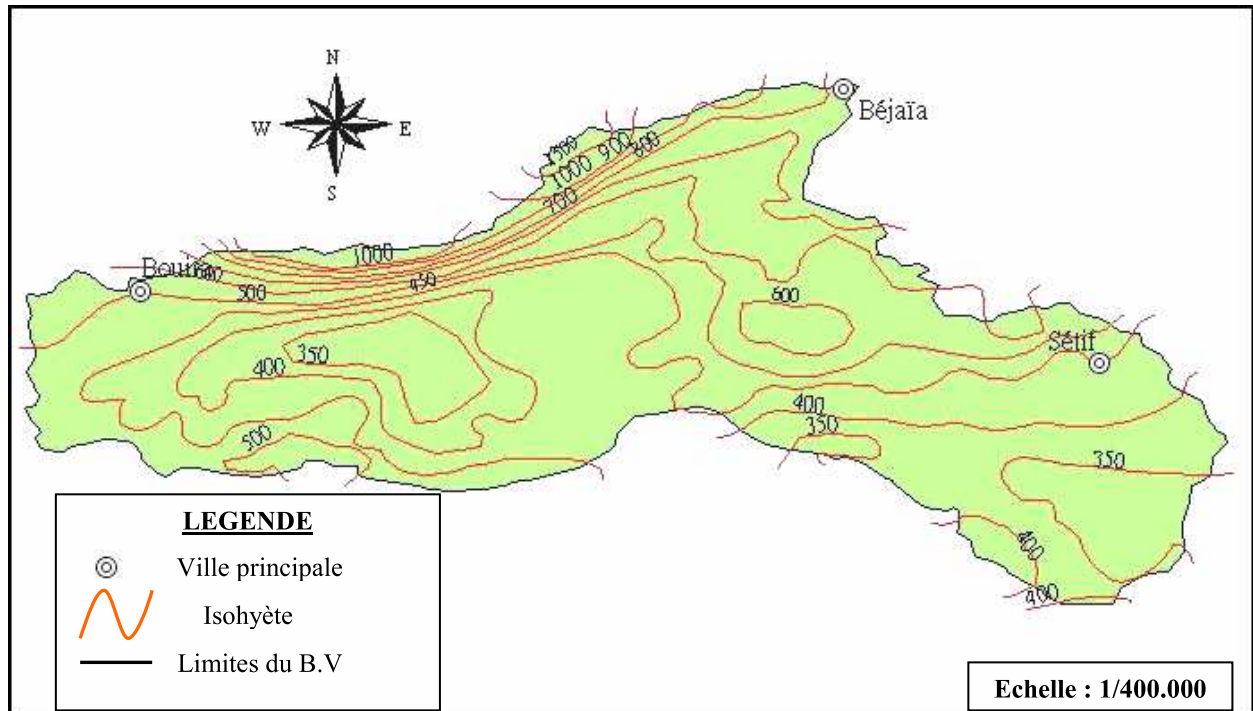


Figure V.9 : Carte pluviométrique du bassin versant de la Soummam (Ider, 2004)

V.3.7. Hydrométrie

Les stations hydrométriques qui contrôlent le bassin sont illustrées dans la Figure V.1. Toutefois, peu d'entre elles sont en état de livrer des données sûres pendant des périodes suffisamment longues.

Sur la carte on constate que le bassin d'EL Main pourtant, qui couvre une superficie de 980 km², se trouve dépourvu d'une station hydrométrique, ce qui nous a conduits à utiliser en plus les données de la station de Sidi-Yahia qui, seront prises en considération après avoir testé toutes les séries de mesure correspondantes à chaque station.

Les caractéristiques des différentes stations sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Code	Nom de la station	Période d'observation	Oued	Superficie du BV (Km ²)
150601	Fermatou	1970 - 2002	Fermatou	105
150701	Ain Zada	1971- 1984	Boussellam	2020
150702	Magraoua	1970 - 1995	Boussellam	2370
150703	Boubirek	1971 - 1996	Boussellam	2990
150901	Sidi Yahia	1933 - 1993	Boussellam	4050

Tableau V.2 :Caractéristiques des stations hydrométriques du bassin Boussellam (Charifi, 2006)

V.3.8. Apports liquides

La variation interannuelle des apports liquides mesurés à la station de Sidi-Yahia est étroitement liée à celle des précipitations. La moyenne annuelle des apports liquides, calculée sur la période de 1933 à 1993 (voir Annexe A) est de l'ordre de $171,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Les oscillations annuelles sont traduites graphiquement par la Figure V.10 qui nous indique une forte variation d'une année à l'autre. Elles s'étendent d'une valeur très faible correspondant à l'année extrêmement sèche ($32,7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$) à une valeur d'apport très importante dépassant largement la moyenne ($529,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$), dans l'ensemble 26 valeurs soit 43% sont au dessus de la moyenne, celles-ci font compenser les années déficitaires dont quelques fois sont successives.

Nous avons constaté une diminution des apports à partir de 1986, et que l'on peut traduire par la mise en service du barrage Ain Zada en 1986 (avec un apport moyen annuel de $51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ et d'une capacité utile de $110 \cdot 10^6 \text{ m}^3$) (Coyne et Bellier, 1996).

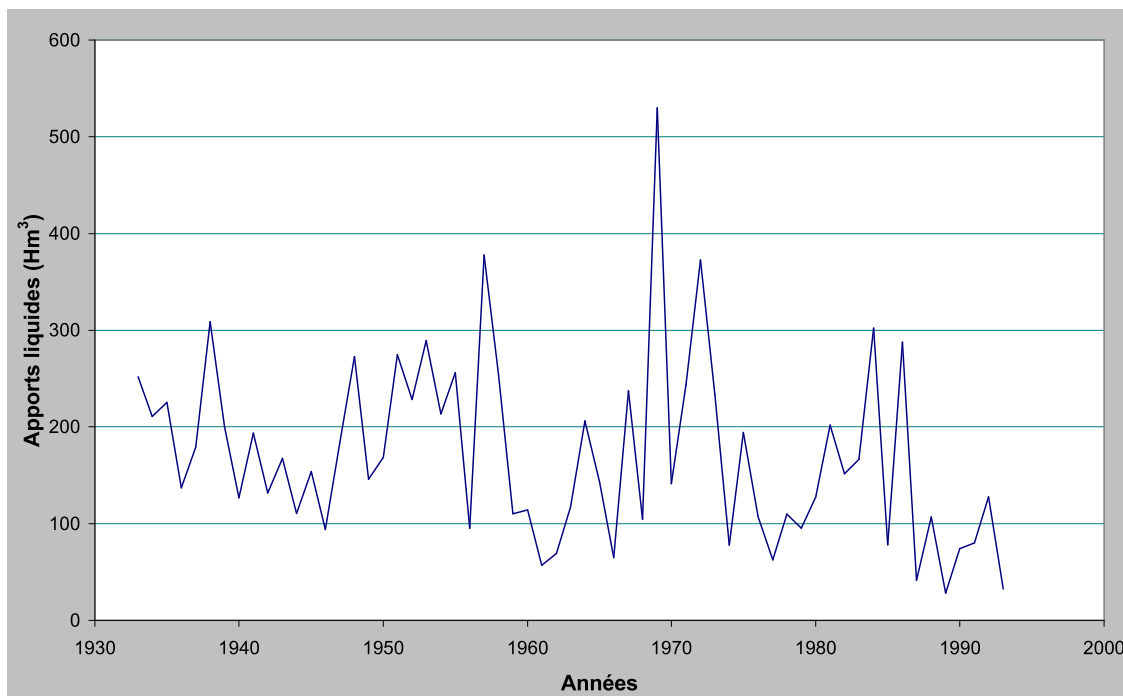


Figure V.10 : Evolution des apports liquides annuels de 1933 à 1993 (Coyne et Bellier, 1996)

V.3.9. Apports solides

En se basant sur les données contenues dans le rapport 21 du bureau d'études Lombardi au sujet des apports solides, on a pu établir le tableau suivant :

Type d'apport	Unité (10 ⁶ t/an)
Matières en suspension	3,3
Matières charriées	1,4
Total	4,7

Tableau V.3 : Apports solides à Tichi-Haf

Les valeurs des apports solides mentionnés dans le tableau, sont basées sur des mesures effectuées à la station de Sidi-Yahia dans les années 1971-1974. On note encore que ces résultats sont moins représentatifs, étant donné que les années de mesure ont été des années humides, qui ont certainement livré des résultats supérieurs à la moyenne.

Par ailleurs, le chiffre relatif au transport en suspension indiqué au tableau est surestimé, car il faut tenir compte de la retenue d'Ain Zada. Le facteur de réduction est de 0,69. Ce facteur est formé par les modules d'apport à Tichi-Haf et Ain Zada.

L'apport en charriage, par contre, n'a pas été diminué, car les régions d'emprunt de ces matériaux sont sans doute à l'aval d'Ain Zada, et surtout dans le bassin subsidiaire de l'Oued El Main. Le diamètre maximum des matériaux charriés atteint 15 à 20cm.

L'érosion spécifique pour le bassin intermédiaire de Tichi-Haf à Ain Zada est d'environ 2.510 t/km².an (Bureau d'études Lombardi, 1984).

V.4. Application du code de calcul Rubar20TS sur Oued Boussellam

Pour des raisons citées précédemment, nous avons opté pour une application du code Rubar20TS sur un petit tronçon du Oued Boussellam (voir Figure ci-après).



Figure V.11 : Description du tronçon étudié (Image satellite prise le 12.10.2009)

Le tronçon à étudier a une longueur de 550 m et une largeur de 90 m en moyenne, son lit est caractérisé par une granulométrie faiblement étendue ; le sable constitue la part entière des matière solide sur le lit majeur, ce qui explique la prépondérance du phénomène de la sédimentation (ou dépôt) due à la faible pente sur la longueur du tronçon.

V.4.1. Génération et visualisation du maillage

La création du maillage de calcul s'avère une étape très importante dans la réalisation des calculs, généralement, elle est la phase qui consomme le plus de temps et qui exige une parfaite connaissance du domaine de la simulation numérique.

Pour l'obtention du maillage de calcul, nous avons menée une longue recherche pour rassembler le maximum de données topographiques, chose qui n'était guère facile et évidente vu l'inexistence des cartes topographiques relatives à la zone d'étude dans toutes les institutions qu'on a sollicité. Le seul levé topographique qu'on a pu avoir était à une grande échelle (1/50.000) par conséquent, il est considéré inexploitable.

Par ailleurs, du fait que le domaine d'étude s'étend à toutes les parties du lit majeur, il était indispensable d'avoir un levé bathymétrique du lit majeur. C'est ainsi qu'on a décidé de recourir aux services de Google Earth Professionnel, qui donne avec une bonne précision la topographie de tout le domaine d'étude.

En premier lieu, le travail consiste à caler une image importée de Google Earth de la zone d'étude, nous avons utilisé le Fudaa Modeleur que le Cemagref a mis à notre disposition, et ce, pour géoréférencer l'image par rapport aux dimensions réelles de la zone, comme le montre la figure suivante :

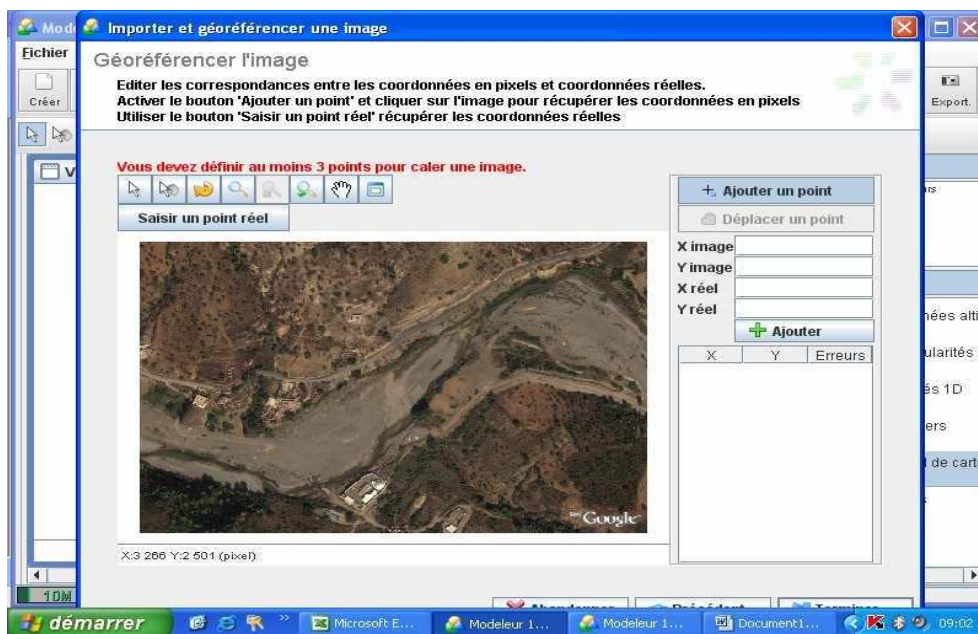


Figure V.12 : Illustration du calage de l'image à l'aide de Fudaa Modeleur

Après avoir fait le calage de l'image, il fallait explorer tout le domaine (tronçon de l'Oued) ce qui permet de construire un fichier de semis de point en s'appuyant sur les options offertes par Google Earth.

La tâche suivante était de tracer d'abord les profils en travers sur la longueur du tronçon, espacés d'une distance Δx approximativement selon qu'on veut obtenir ou non un maillage très raffiné. En suite, on trace les lignes directrices, qui sont dans le sens de l'écoulement espacées. Les profils en travers sont constitués d'un ensemble de segments de droites de même nombre, la liaison des points de segments dans le sens normal aux profils en travers constitue la ligne directrice.

Nous devrions avoir le même nombre de lignes directrices sur toutes les sections en travers (voir Figure V.13).



Figure V.13 : Implantation des profils en travers et lignes directrices du maillage

On arrive donc à une couverture du domaine d'étude par une série de sections (généralisées) et de directrices qui suivent les traits dominants de la topographie, en formant ainsi un fichier dénommé SOLIDE.st.

Afin d'obtenir le maillage de calcul, il suffit d'interpoler au pas d'espace nécessaire (programme SECMA) en s'assurant que de petites mailles ne seront pas créées. Un rapport maximal de 10 entre petite et grande dimensions des mailles sur l'ensemble du maillage doit être recherché afin d'éviter qu'il n'y ait des mailles inutilement petites ce qui accroît fortement le temps de calcul ; les irrégularités de maillage peuvent aussi créer des instabilités numériques.

Le passage par le programme " MCOXIMA" permet de générer le fichier du maillage initial SOLIDE.IMA d'une part, d'autre part offre la possibilité de créer les fichiers SOLIDE.COX et SOLIDE.FRX. Le fichier avec extension COX sert à stocker les données relatives à la bathymétrie, tandis que le fichier avec extension FRX stock les données relatives aux frottements de fond.

Enfin, le fichier SOLIDE.IMA sera exporté vers le programme MAIL20 pour donner le fichier de maillage final SOLIDE.MAI.

Le maillage du tronçon étudié pourra être visualisé par FUDAA-PREPRO et via l'application « Meshview » (voir Figure V.14).



Figure V.14 : Maillage du tronçon sur Oued Boussellam

V.4.2. Bathymétrie et rugosité du fond

Le passage par le programme VFALUV nous permet de générer la structure de données en faisant ressortir le fichier SOLIDE.DAT par la lecture du fichier de géométrie SOLIDE.COX. Le programme VFALUV permet aussi de saisir le coefficient de frottement, préalablement modifié à l'aide du préprocesseur FUDAA-PREPRO.

V.4.2.1. Bathymétrie

La figure suivante permet de visualiser la bathymétrie du modèle.



Figure V.15 : Bathymétrie du modèle

V.4.2.2. Rugosité du fond

Communément, il est clair que la résistance à l'écoulement, et donc le coefficient de rugosité possédait des origines diverses. On peut citer entre autres, la non uniformité des sections en terme de taille et de forme, la granulométrie du fond, la végétation et les obstructions à l'écoulement. La valeur du coefficient de frottement du fond s'avère le paramètre le plus délicat à introduire dans le modèle, sa détermination repose bien souvent sur une approche arbitraire.

Le code Rubar20TS propose un choix entre le coefficient de Chézy et de Strickler, ce dernier est choisi comme coefficient de frottement lors de la simulation.

L'édition du frottement de fond est faite au centre de chaque maille, ce qui nous donne la possibilité d'introduire des valeurs de frottement qui représentent mieux la réalité, en se basant sur l'image de Google Earth Professionnel. La formule qui prend en considération les différentes caractéristiques du sol est, sans doute la formule de Cowan **(Carlier, 1994 ; Vidal, 2005)**.

Cette formule permet d'estimer la valeur du coefficient de Manning n en séparant l'influence des différents facteurs. Elle s'écrit :

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m \quad (\text{V.1})$$

Où :

- le coefficient n_b constitue la valeur de base du coefficient de Manning, qu'aurait un canal rectiligne uniforme, homogène et de même matériau que le cours d'eau considéré ;
- le coefficient n_1 représente l'effet engendré par les irrégularités de surface du fond et des parois ;
- le coefficient n_2 traduit l'influence des variations de forme et de dimensions de la section mouillée ;
- le coefficient n_3 représente l'effet des obstructions de la section mouillée par divers éléments : racines, blocs de pierres, troncs d'arbres... ;
- le coefficient n_4 traduit l'influence de la végétation ;
- le coefficient m est un facteur correctif traduisant l'importance de la sinuosité du cours d'eau.

Le coefficient de Strickler appliqué au tronçon considéré dans notre étude varie entre 15 et 45. C'est dû au fait qu'il possède une couverture dense en certains endroits (berges, rives) et un fond pratiquement sableux sur le reste du tronçon.

La visualisation de la rugosité sur le modèle (voir Figure V.16) nous donnera une prémonition des zones susceptibles d'avoir de l'érosion et de dépôt après le passage de la crue.

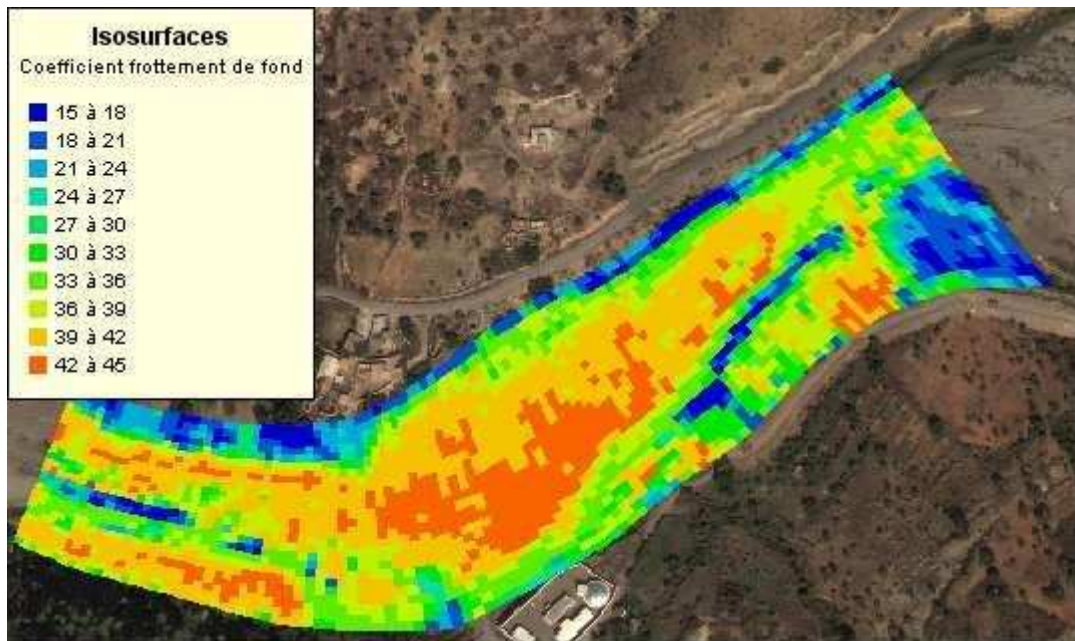


Figure V.16 : Visualisation des conditions de frottement sur le tronçon étudié

V.4.3. Définition des conditions initiales

Les conditions initiales définies en chaque centre de maille sont constituées de la hauteur d'eau, la vitesse selon O_x et celle selon O_y . Pour le transport solide, on doit en outre introduire les concentrations (teneur en matières solides). Dans notre cas, la zone d'étude initialement n'est pas sèche, nous devons affecter à chaque maille touchée par l'écoulement toutes les valeurs des paramètres cités. Néanmoins, ces valeurs sont considérées arbitraires et cela revient au manque de moyens pour lancer une campagne pour les mesures in situ et de prélèvement des échantillons sur le site.

a) La hauteur d'eau

Ici nous allons attribuer arbitrairement des valeurs moyennes à chaque maille se trouvant dans la zone d'écoulement ou sur un bras mort, tandis que les mailles sèches auront des valeurs nulles.

b) Les vitesses

La connaissance de la vitesse de l'écoulement permet de comprendre et d'apprécier les phénomènes liés au transport solide. En effet, les fortes vitesses sont susceptibles d'engendrer un transport solide intense avec des érosions importantes des berges et du fond contrairement aux faibles vitesses, qui favorisent le dépôt. Les vitesses sont étroitement tributaires aussi de la morphologie du lit (pente, section, rugosité du fond, granulométrie, etc.) que des apports liquides (crue).

La modélisation bidimensionnelle permet en plus de la vitesse sur la direction privilégiée de rendre compte de la répartition du champ de vitesses sur direction normale à l'écoulement (sur la section transversale).

L'introduction des composantes de vitesses selon les deux directions requière une campagne de reconnaissance minutieuse du lieu et une précision particulière dans le cas où on manque de matériel pour effectuer des mesures sur le site.

c) Les concentrations en matières solides

Le code de calcul Rubar20TS impose d'introduire les concentrations initialement s'il y a bien sûr un écoulement sur le lit. Pour notre application, nous avons supposé une seule valeur de concentration de l'ordre $C_i = 6 \text{ g/l}$ pour l'ensemble de mailles touchées par l'écoulement.

V.4.4. Définition des conditions aux limites

Les conditions aux limites pour la modélisation hydrodynamique avec transport solide sont définies sur les arêtes extérieures du modèle. Le programme TRALUV du code Rubar20TS permet de définir toutes les conditions sur les arêtes entrantes et sortantes. Le passage dans ce programme ne peut être omis que si on définit les conditions aux limites dans Fudaa - Prepro (notre cas) ou si toutes les frontières extérieures sont imperméables (fichier .CLI vide).

Pour un régime fluvial, à l'amont, sont identifiés les débits liquides (débit normal et tangentiel), les côtes d'eau et les concentrations en matières solides. À l'opposé, une sortie libre est définie pour un régime torrentiel (pas d'influence aval).

L'application correcte des conditions aux limites est devenue une nécessité incontestable afin d'obtenir des solutions précises des équations aux dérivées partielles.

a) Hydrogramme de crue (apport liquide)

Même si la grande étendue du bassin versant de l'oued Boussellam ne permet pas l'application des méthodes usuelles pour la synthétisation d'un hydrogramme de crue, il a fallu reconstruire un hydrogramme sur la base des précipitations. En effet, les observations disponibles des crues sont limitées à peu d'événements, et ont toutes pour objet des crues inférieures à $900 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le calcul des hydrogrammes de crue d'après les précipitations nécessite la connaissance du temps de concentration. Celui-ci est estimé à 23 heures d'après la formule de Giandotti (**Lombardi, 1984**).

Le bassin versant de Boussellam de par sa surface étendue et ses divers étages bioclimatiques est considéré de type complexe, c'est-à-dire un hydrogramme où l'on peut distinguer nettement deux valeurs maximales successives de crues (Figure V.17).

L'explication de ce phénomène est évidente après avoir étudié la morphologie du bassin. En effet, normalement on remarque une première valeur maximale de l'hydrogramme après environ 5 à 15 heures dès le début de la crue, due à l'écoulement rapide dans la partie inférieure du bassin versant, et une deuxième valeur maximale après 20 à 36 heures qui marque le passage de l'onde engendrée dans la partie supérieure. Rare sont les cas où une averse intéresse exclusivement une des parties du bassin.

Après les considérations faites dans ce qui précède, il semble convenable d'exclure le cas où la précipitation est de longue durée et en plus continue et simultanée sur tout le bassin versant, cette hypothèse engendrerait un hydrogramme trop défavorable, ou bien très improbable du point de vue du volume.

Deuxièmement, il faut aussi considérer l'effet d'amortissement de l'onde du bassin partiel supérieur provoqué par la retenue d'Ain Zada. Sans faire appel à une modélisation mathématique reproduisant l'effet de cette retenue sur la crue incidente, on a déterminé le coefficient de réduction de la valeur maximale instantanée de crue sur

la base d'une simple considération sur l'ampleur des différents sous-bassins. On admet un facteur d'amortissement de 0,81.

Concernant notre étude, nous avons préconisé un hydrogramme (du 19.01. 1972) parmi l'ensemble des hydrogrammes observés. Ce choix est justifié d'une part, par les hypothèses citées précédemment d'autre part par le fait que le tronçon étudié se situe juste à la station hydrométrique de Sidi Yahia qui accrédite notre choix.

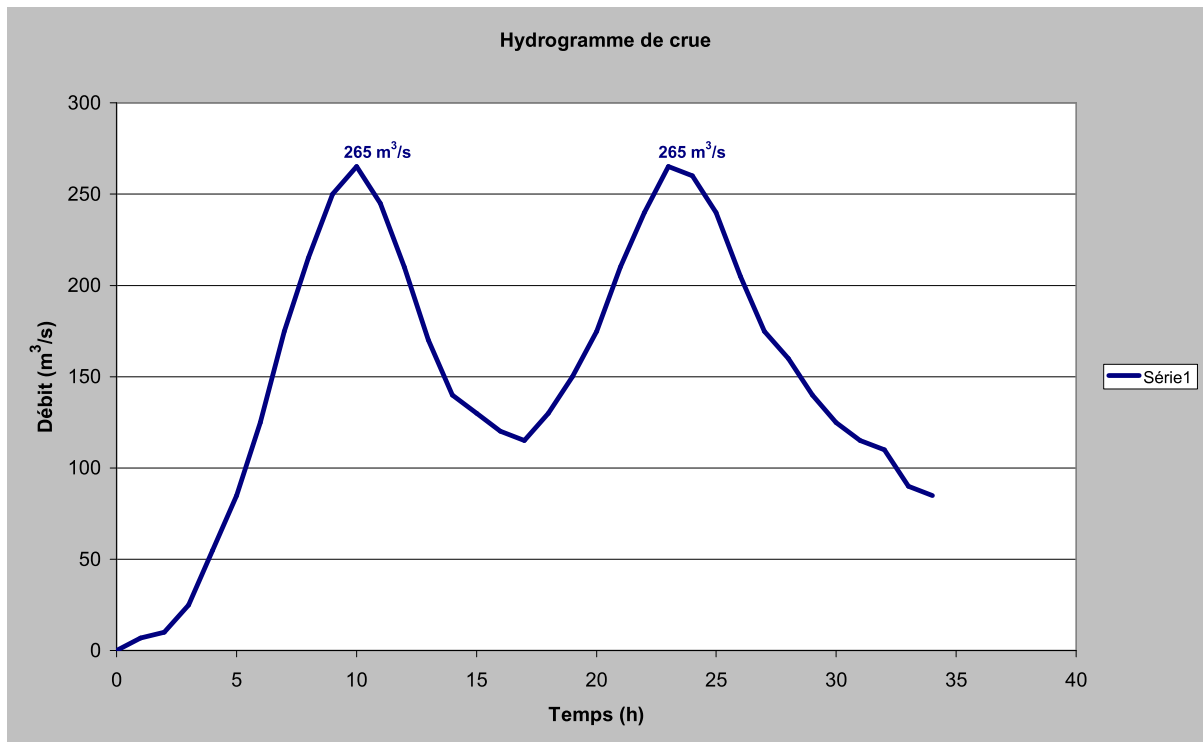


Figure V.17 : Hydrogramme de la crue du 19.01.1972 enregistrée à la station Sidi Yahia (Lombardi, 1984)

L'hydrogramme de crue ci-dessus est défini comme une condition à la limite amont du domaine de calcul.

b) Apport latéral

Il s'agit ici de débit tangentiel aux arêtes entrantes, mais du fait que ces dernières sont perpendiculaires à la direction de l'écoulement, le débit tangentiel est considéré comme étant nul durant la simulation.

c) Cotes d'eau

Ce sont des cotes imposées habituellement par le code de calcul et par principe, elles traduisent l'évolution du niveau d'eau à l'entrée du modèle durant le passage de la crue. Elles dépendent fortement des apports liquides.

d) Concentrations en matières solide lors de la crue

En réalité, pendant un événement pluvieux des quantités colossales en matières solides sont transportées durant les premiers temps des précipitations, ensuite une régression

est bien marquée en fonction du temps ce qui permet d'observer des concentrations très importantes durant le temps de montée de la crue et une décroissance pendant la décrue. Dans l'absence de mesures des concentrations au cours de la crue, nous avons supposé une évolution de la concentration allant de $C_s = 6$ g/l jusqu'à $C_s = 119$ g/l.

V.4.5. Paramètres de calcul

Ils sont de différentes natures, on trouve entre autres, les paramètres hydrauliques, physiques et les paramètres ayant trait au schéma numérique.

Tous les paramètres de calcul sont regroupés dans un fichier appelé SOLIDE.PAR, ce dernier comporte principalement:

- l'accélération de la pesanteur ;
- le coefficient d'érosion ;
- le coefficient de Schmidt ;
- le coefficient de frottement à la paroi ;
- le coefficient de vitesse de dépôt ;
- la constante de viscosité ;
- la valeur de correction de Van Leer ;
- le diamètre d_{50} des sédiments ;
- le diamètre d_{90} des sédiments ;
- la densité des sédiments ;
- la porosité des sédiments ;
- la précision sur les hauteurs ;
- la valeur du nombre de Courant C_r ;
- la valeur du pas de temps ;
- le temps fin de calcul.
-

Un choix judicieux des paramètres de calcul est couramment exigé, ils sont considérés comme partie intégrante du modèle.

V.4.6. La simulation

L'enchaînement des programmes précédents doit permettre de générer tous les fichiers nécessaires au calcul. Une modification de données avant de recommencer un calcul exige de repasser tout ou partie de la chaîne de programmes précédents. À l'exclusion d'une modification du fichier contenant les paramètres de calcul qui est fichier aisément modifiable à l'éditeur. Une fois les fichiers de données constitués, le lancement de programme ne nécessite plus que la connaissance du nom de l'étude.

Au cours du calcul, le code permet de prendre en compte dans la partie hydrodynamique la modification éventuelle du lit. Cette option est primordiale lorsque le taux d'érosion ou de dépôt est important. Ainsi, la nouvelle côte de chaque nœud est recalculée suivant le dépôt ou l'érosion subie dans les mailles voisines. Ce qui permettra de calculer l'érosion ou le dépôt au droit des nœuds.

V.4.7. Calage du modèle numérique

Les méthodes d'ajustement des valeurs des paramètres d'un modèle numérique reposent sur deux principes fondamentaux :

- l'utilisation de données de référence permet de confronter le modèle obtenu à partir des valeurs estimées des paramètres avec le système physique modélisé. Plus précisément, cette confrontation entre résultats de simulation et données de référence permet de déterminer si le niveau de correspondance attendu est atteint ou non ;
- la mise en œuvre d'un processus itératif permet, si cette condition n'est pas remplie, de modifier les valeurs des paramètres en conséquence. Une nouvelle simulation est lancée avec les valeurs modifiées et les résultats sont à nouveau confrontés aux données de référence.

Le calage du modèle est délicat. En effet, aucun critère numérique fiable n'a pu être mis en place pour mesurer la qualité de l'ajustement. Le calage résulte donc d'une optimisation subjective visant à restituer au mieux l'évolution du fond et du débit solide traversant à l'aval.

V.5. Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons testé le logiciel Rubar20TS dans une application à une échelle événementielle caractérisée par un régime d'écoulement rapidement varié.

Dans cette application, nous avons choisi un tronçon de façon à satisfaire le maximum d'hypothèses de Saint-Venant (citées dans le chapitre III), ensuite, un enchaînement de tâches en commençant par la construction du maillage jusqu'au lancement du calcul.

L'application consistait à tester la réaction du modèle en régime transitoire en faisant varier la charge solide d'entrée (concentration) sur une période de crue de 34 heures.

Il est certain que, pour obtenir une image proche du comportement réel, il est nécessaire de caler un certain nombre de paramètres, ce qui n'est guère facile vu le manque de données de référence. Cet handicap illustre suffisamment les difficultés rencontrées pour l'application du logiciel en situation réelle.

Les résultats de simulation sont contenus dans les fichiers : TPC, TPS, ZFN, OUT, ENV et peuvent être visualisés sur Fudaa - Prepro dans le chapitre suivant.

Chapitre VI : Visualisation et interprétation des résultats de la simulation

La simulation numérique est par essence, consiste à reproduire un système réel par ses aspects structurel et fonctionnel afin d'étudier son comportement pendant un événement à court terme ou à long terme. Dans la suite, nous allons présenter et discuter l'ensemble des résultats de calculs hydrosédimentaires obtenus pendant une crue de 34 heures par le code de calcul Rubar20TS.

La simulation de ce type d'écoulement (non permanent et non uniforme) est très délicate malgré son apport incommensurable en terme de gain de temps et de coût.

I.1. Résultats de calcul

Le programme Rubar20TS permet de fournir des résultats généraux à la fin de calcul, ces résultats sont montrés sur le tableau ci-dessous :

Apports hydrosédimentaires	Quantités (m³)
Volume d'eau initial	1938
Volume d'eau sorti	18.586.298
Volume d'eau entré	18.629.639
Volume d'eau final	33.649
Quantité initiale des sédiments	4.39
Quantité sortie des sédiments	574.107
Quantité entrée des sédiments	678.662
Quantité de sédiments déposée (sédimentation)	103.614
Quantité finale des sédiments	727

Tableau VI.1 : Résultats de calcul hydrosédimentaire avec le code Rubar20TS

Afin d'analyser mieux l'évolution de résultats des variables hydrauliques et sédimentaires sur le modèle, nous avons choisi trois sections transversales sur le tronçon.



Figure VI.1 : Sections en travers pour la visualisation des variables hydrosédimentaires.

I.1.1. partie hydrodynamique

Cette partie concerne l'évolution des variables d'écoulement dans le temps et dans l'espace à savoir : la ligne d'eau, le champ des vitesses et le débit unitaire.

a. Hauteur d'eau

Les résultats de la simulation ont permis de visualiser la variation de la ligne d'eau au cours du passage de la crue :

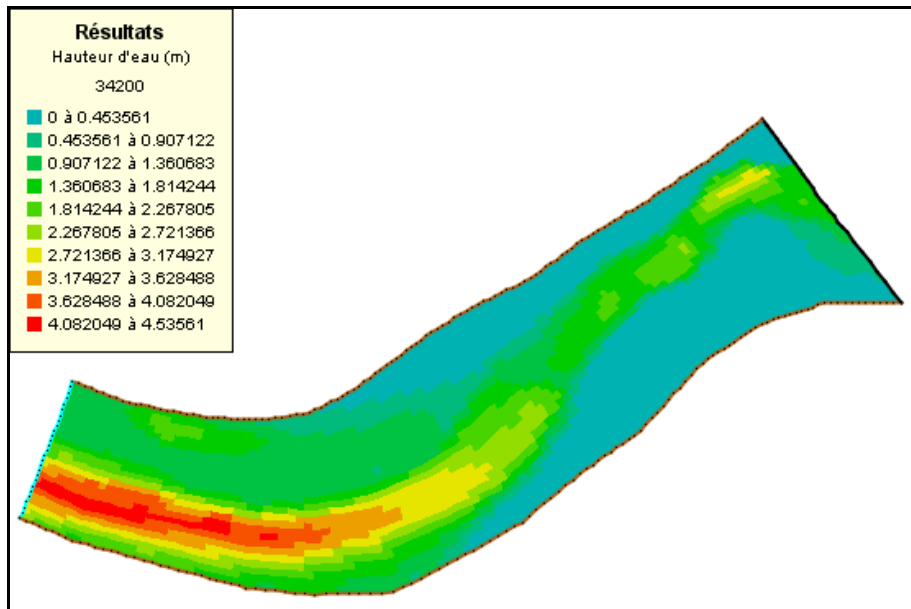


Figure VI.2 : Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 34200$ s.

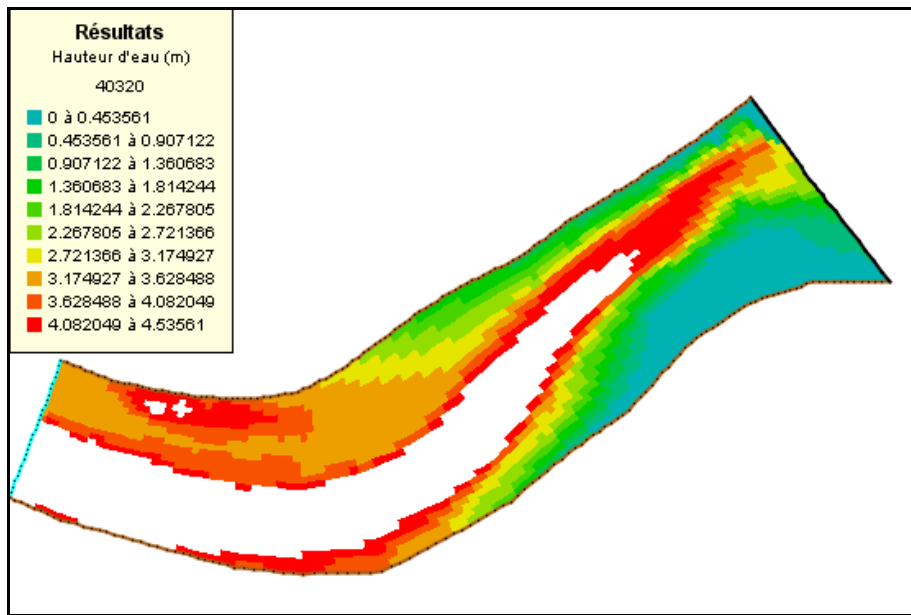


Figure VI.3 : Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 40320$ s.

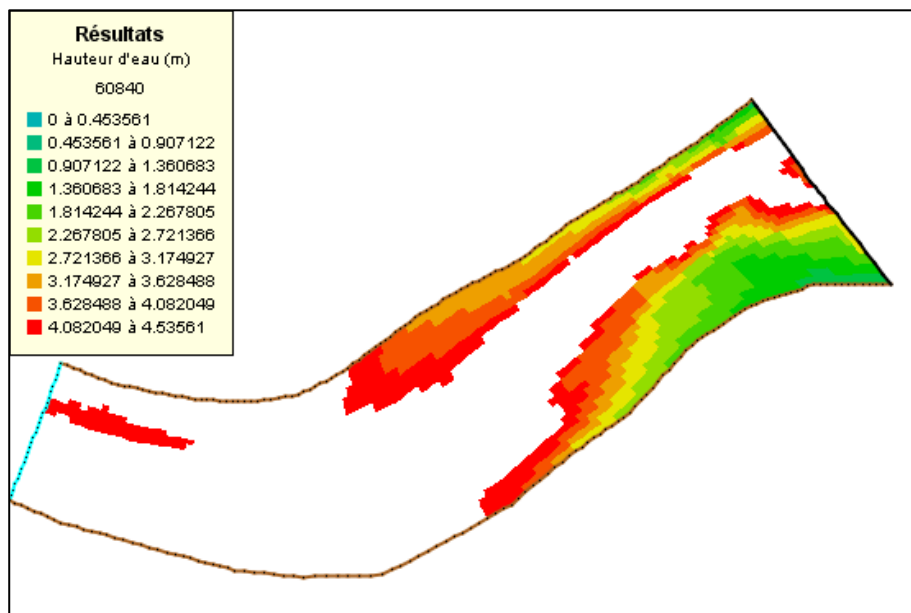


Figure VI.4 : Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 60840$ s.

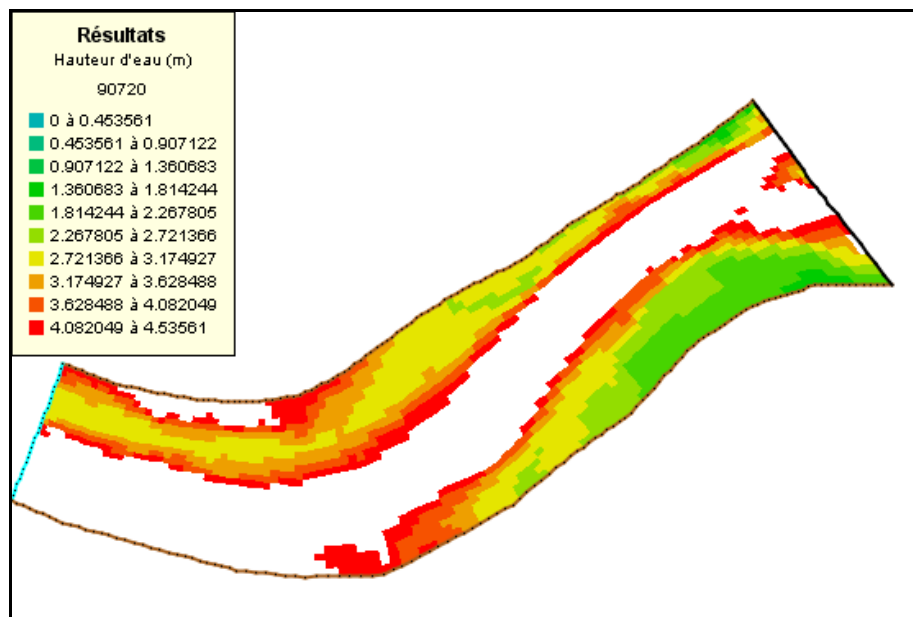


Figure VI.5 : Visualisation de la hauteur d'eau au temps $t = 90720$ s.

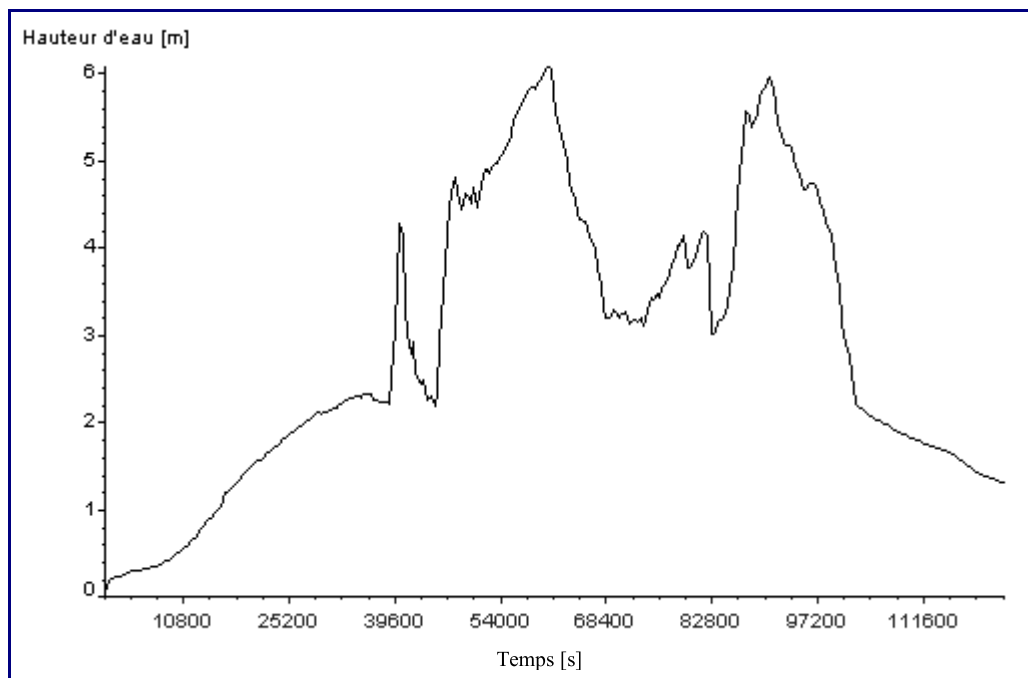


Figure VI.6 : Evolution de la hauteur d'eau au niveau de la section I.

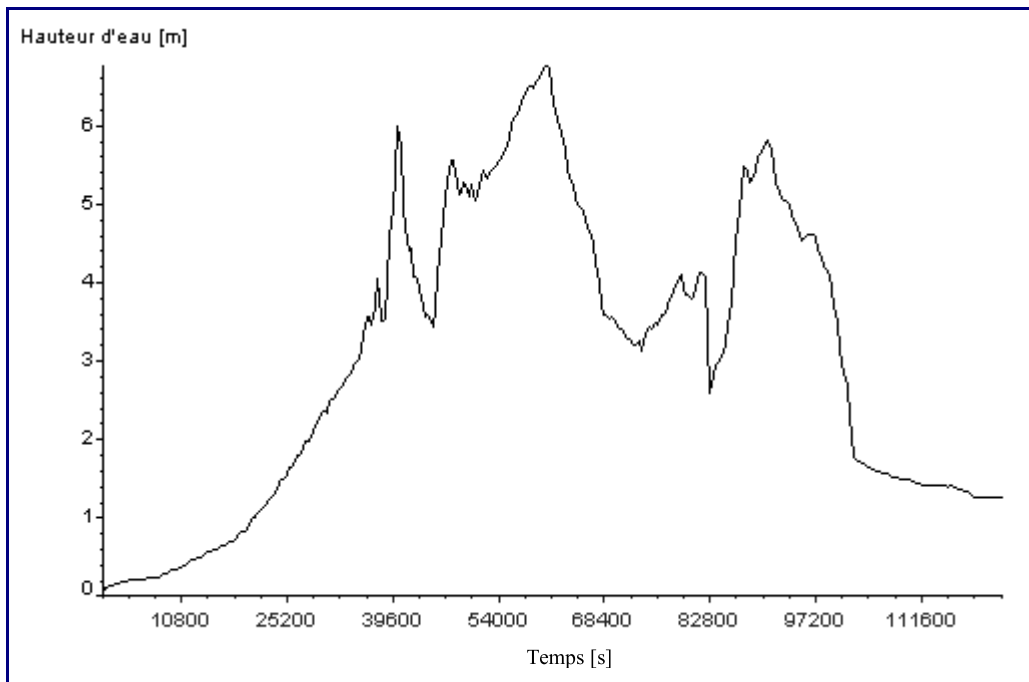


Figure VI.7 : Evolution de la hauteur d'eau au niveau de la section II.

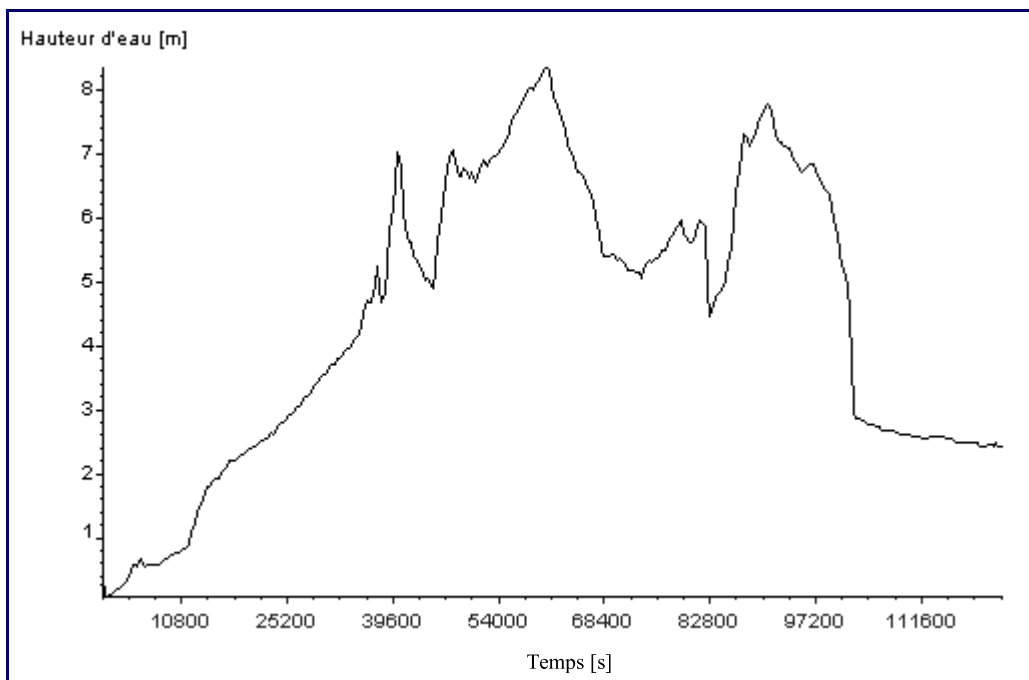


Figure IV.8 : Evolution de la hauteur d'eau au niveau de la section III.

Les figures (VI.2, VI.3, VI.4, VI.5) extraites d'une animation vidéo (visualisation des résultats), montrent visiblement la variation de la hauteur d'eau pendant la période de la crue. En effet après environ 10 heures d'écoulement, la zone aval du tronçon étudié a connu une influence aval et a commencé être submergée par les courants de

recirculation, ensuite à l'instant $t = 90720$ s on assiste à une submersion totale de la zone ce qui a sans doute induit des débordements du lit majeur.

Les fluctuations des hauteurs représentées sur les Figures (VI.6, VI.7, VI.8) donnent l'évolution de la ligne d'eau au niveau de trois sections du modèle :

Sur la section I : on observe une évolution non linéaire de la hauteur dans la partie amont du modèle, caractérisée par deux pics marqués à deux instants ($t = 60840$ s et $t = 90720$ s) avec des valeurs maximales qui ne dépassent pas 6 m.

Sur la section II : la courbe montre une ressemblance à la précédente quoique cette fois, nous avons enregistré plusieurs pics qui s'élèvent à plus 5 m.

Sur la section III : l'allure de l'évolution a connu un changement notable, et cette variation est due sans doute à l'effet de l'influence aval qui fait augmenter les hauteurs dans le temps. Des valeurs maximales qui atteignent 8 m.

C'est le phénomène de dépôt excessif dans la partie aval et l'effet de l'érosion progressive à l'amont du modèle qui sont les véritables motifs de l'augmentation de la ligne d'eau.

b. Débit unitaire

L'analyse de l'évolution du débit unitaire, peut se faire de différentes manières : soit en exploitant les animations visualisées, ou bien à partir des graphes enregistrés au niveau des trois sections du tronçon étudié.

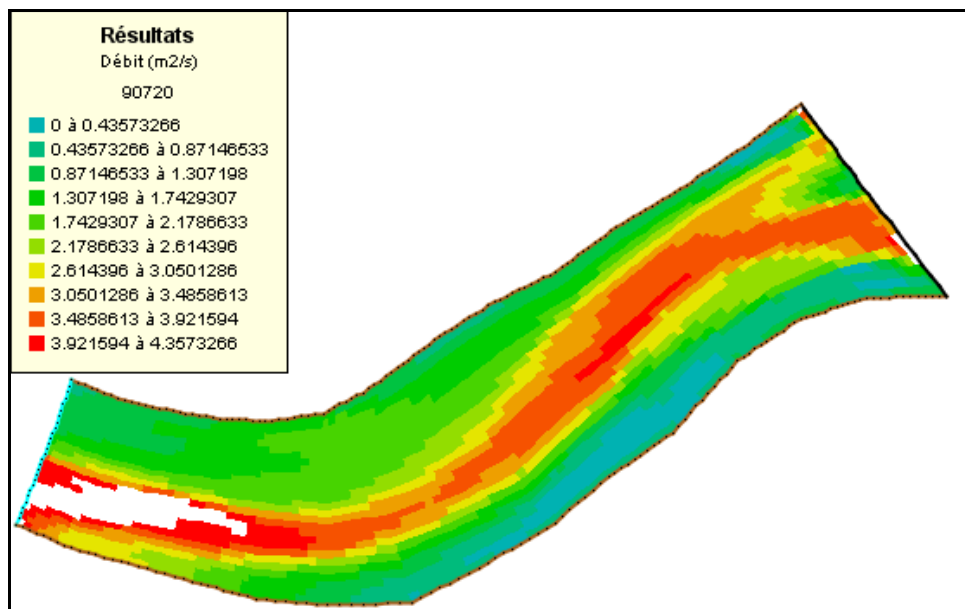


Figure VI.9 : Visualisation de débit unitaire à l'instant $t = 90720$ s.

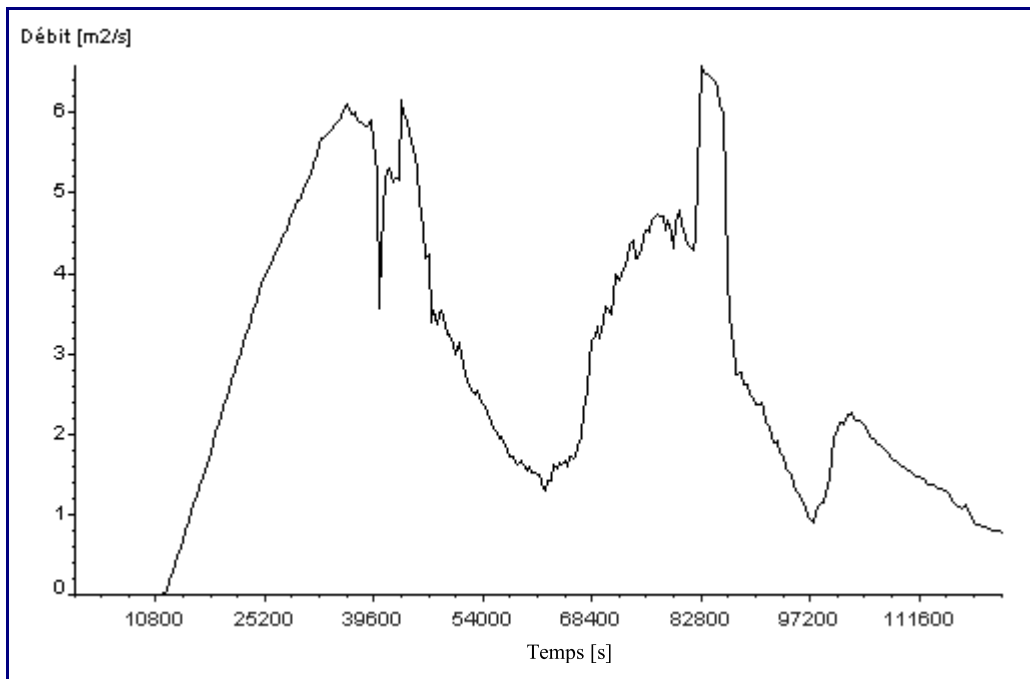


Figure VI.10 : Evolution de débit unitaire au niveau de la section I.

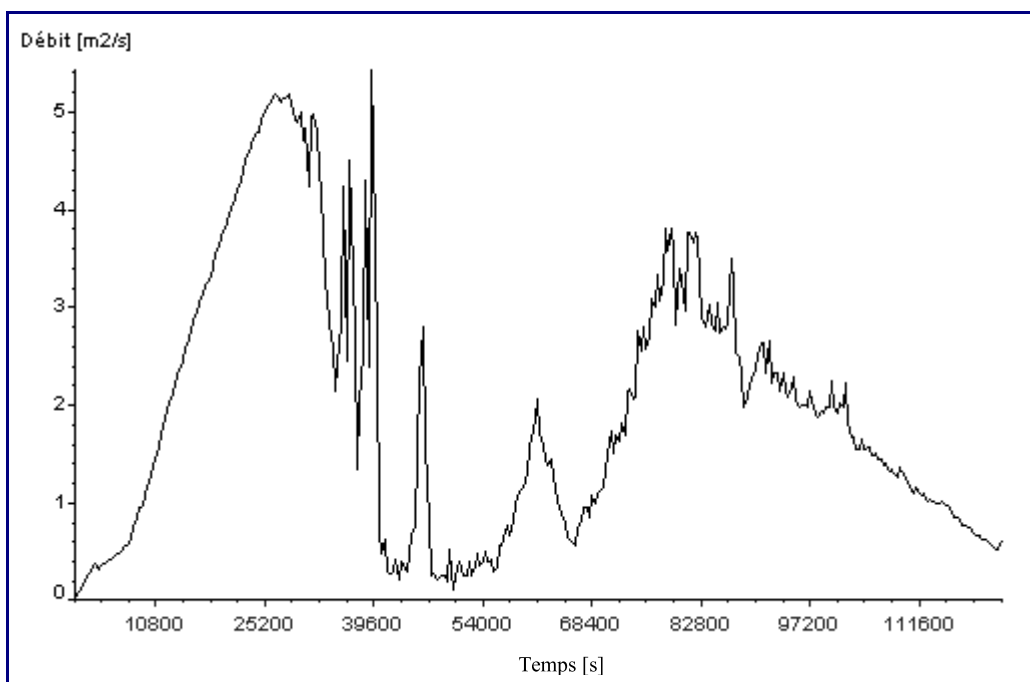


Figure VI.11 : Evolution de débit unitaire au niveau de la section II.

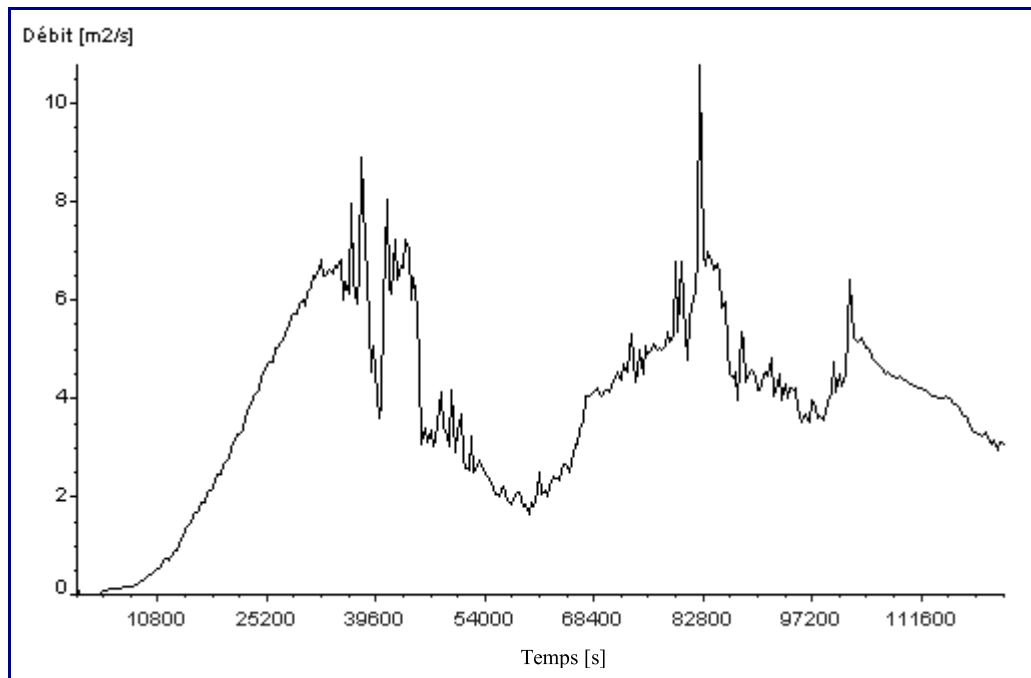


Figure VI.12 : Evolution de débit unitaire au niveau de la section III.

Les figures VI.9, VI.10, VI.11 et VI.12 explicitent une variation de débit unitaire aussi dans l'espace que dans le temps. Les valeurs maximales de débits sont enregistrées au milieu des sections transversales. On observe, sauf quelques exceptions près, que les débits ne dépassent pas $8 \text{ m}^2/\text{s}$. La forme des courbes est très irrégulière notamment au niveau de la deuxième et la troisième section, cette forme est imputée à la variation de la section sous l'effet de l'érosion ou dépôt, ainsi que l'interférence des apports liquides entrant et les rouleaux de recirculation qui, freinent l'écoulement en quelque sorte.

c. Champ de vitesses

La vitesse de l'écoulement s'avère l'un des paramètres déterminant du transport solide. En effet, son influence sur la capacité de transport était reconnue notamment dans les cours d'eau à forte pente dont la section du lit est très étroite.

Dans les figures VI.13 ÷ VI.15 est donné le champ de vitesses à différents instants.

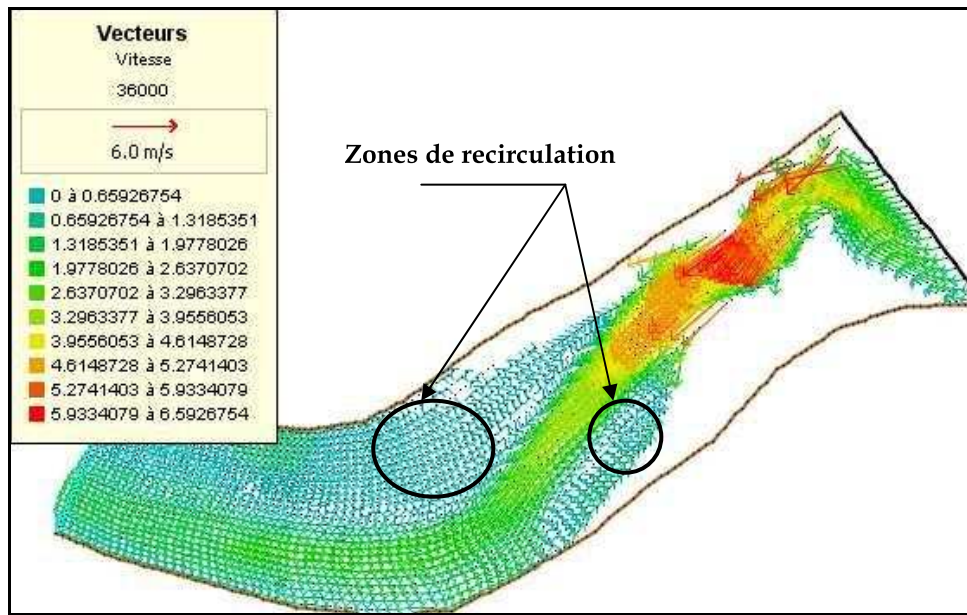


Figure VI.13 : Champ de vitesses à l'instant $t = 36000$ s.

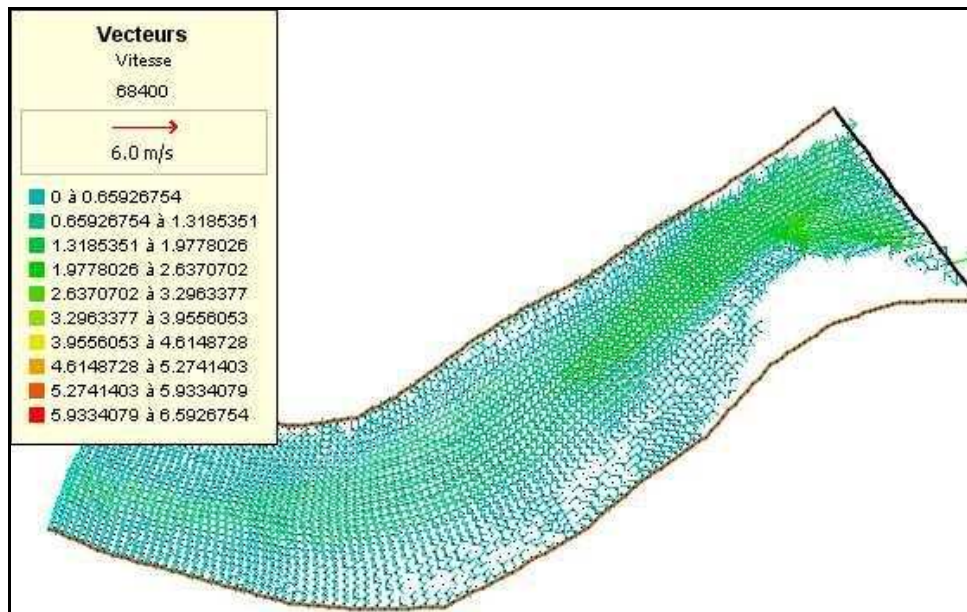


Figure VI.14 : Champ de vitesse à l'instant $t = 68400$ s.

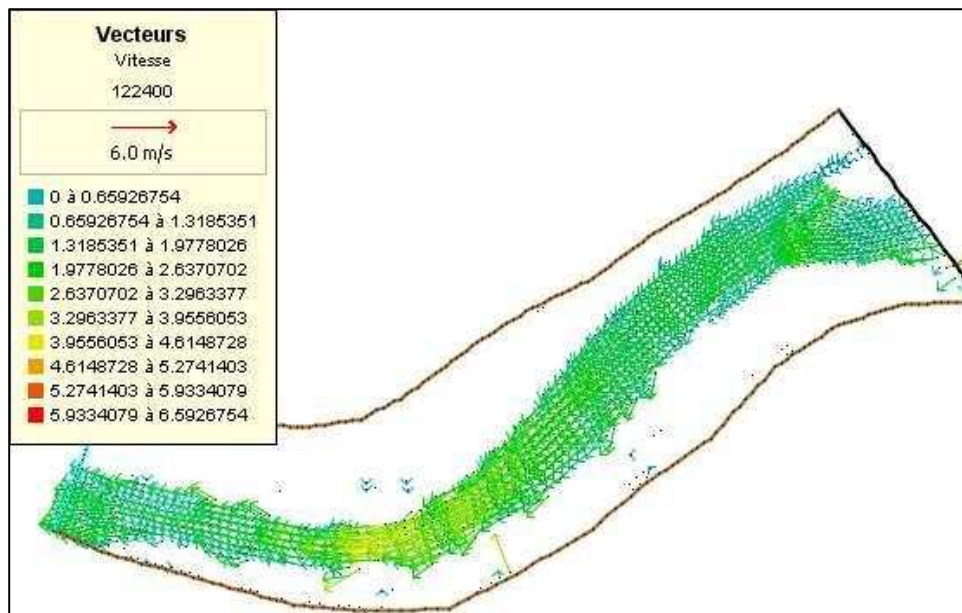


Figure VI.15 : Champ de vitesse à l'instant $t = 122400$ s.

A travers les trois figures ci-dessus, nous pouvons avoir une idée claire sur le développement du champ de vitesse bien à l'échelle spatiale qu'à l'échelle temporelle. Nous avons constaté que le module de vitesse atteint parfois les 6 m/s, cette valeur est enregistrée à l'entrée du modèle ou bien dans les zones à section contractée ce qui provoquera une forte érosion du lit mineur ainsi qu'une partie du lit majeur.

Par ailleurs, l'effet de l'influence aval pourrait créer un obstacle pour l'écoulement, ce qui réduit considérablement la vitesse et favorise la sédimentation des quantités de granulats charriés.

En outre, l'analyse succincte des champs de vitesses peut donner une idée des zones préférentielles d'érosion et de sédimentation. En effet, sa répartition dépendra essentiellement de la pente et en particulier des zones de recirculation de l'eau.

Trois conditions indissociables sur les champs de vitesse semblent être fortement liées à la présence des zones préférentielles de dépôt et/ou d'érosion :

- ✓ condition sur la direction des vecteurs vitesse ;
- ✓ condition sur la norme des vecteurs vitesse ;
- ✓ condition de pérennité.

I.1.2. Partie sédimentaire

Dans cette partie allons présenter et discuter les résultats de calcul sédimentaire à savoir : l'évolution de la concentration, le taux d'érosion et/ou de dépôt ainsi que les variations enregistrées sur la bathymétrie.

a. Concentrations

L'évolution de la concentration revêt une importance capitale dans la détermination des zones susceptibles d'avoir une érosion ou un dépôt. Autrement dit, dans certaines conditions hydrauliques, l'écoulement a la capacité de transporter un certain débit solide ; le transport de sédiments est en équilibre.

Il peut arriver que l'apport de débit solide n'égal pas la capacité de débit solide ; le transport de sédiments est en non-équilibre :

- si la capacité est plus importante que l'apport, on a une érosion et un transport ;
- si l'apport est plus important que la capacité, on a une déposition et un transport ;
- si l'apport est égal à la capacité, on a un transport sans érosion ni déposition ;

On voit par-là la complexité du phénomène, où les différents scénarios peuvent être concomitants et s'enchevêtrer. Notant que le débit solide est le produit de la concentration fois le débit liquide.

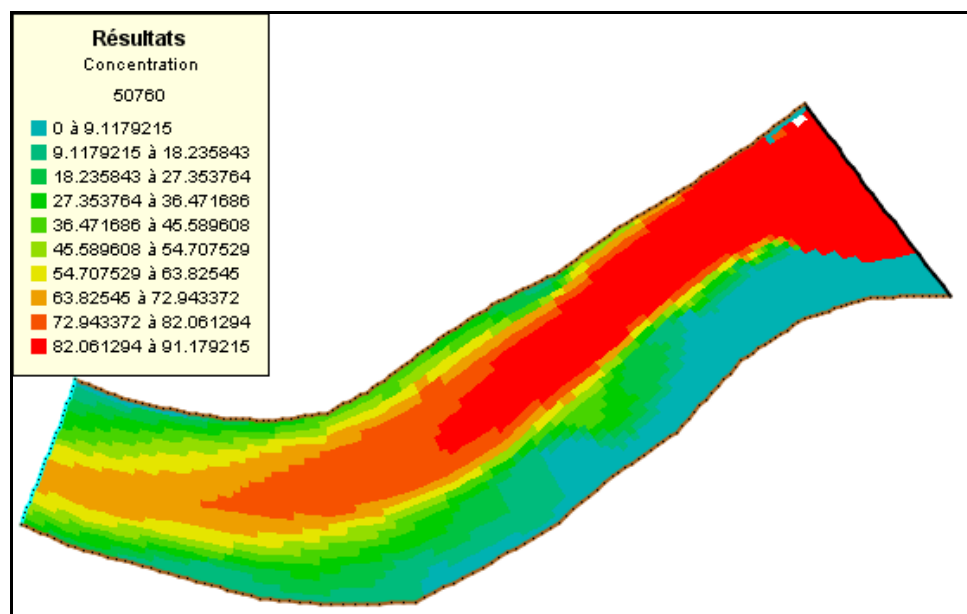


Figure VI.16 : Concentration (Kg/m³) à l'instant t = 50760 s.

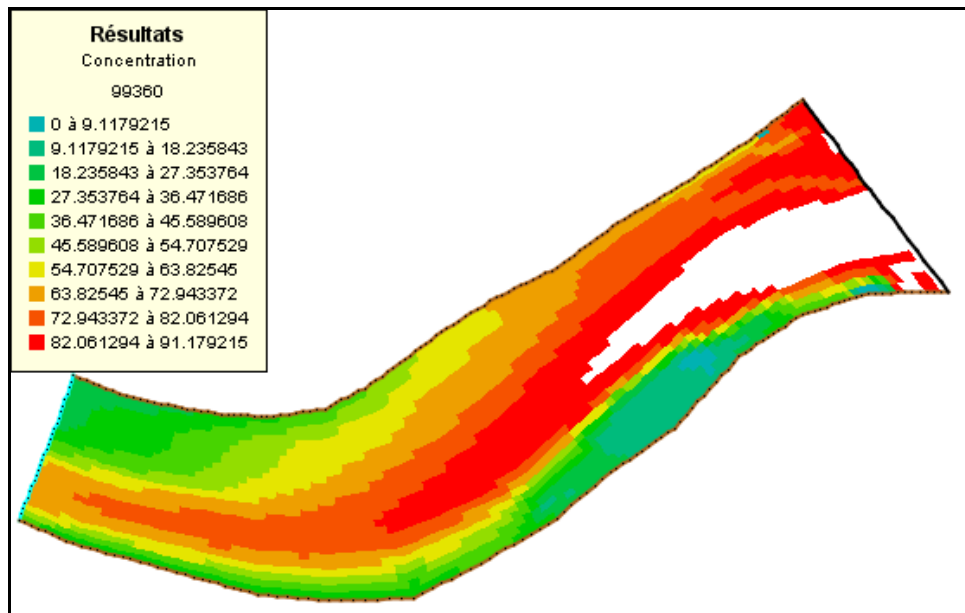


Figure VI.17 : Concentration (Kg/m³) à l'instant t = 99360 s.

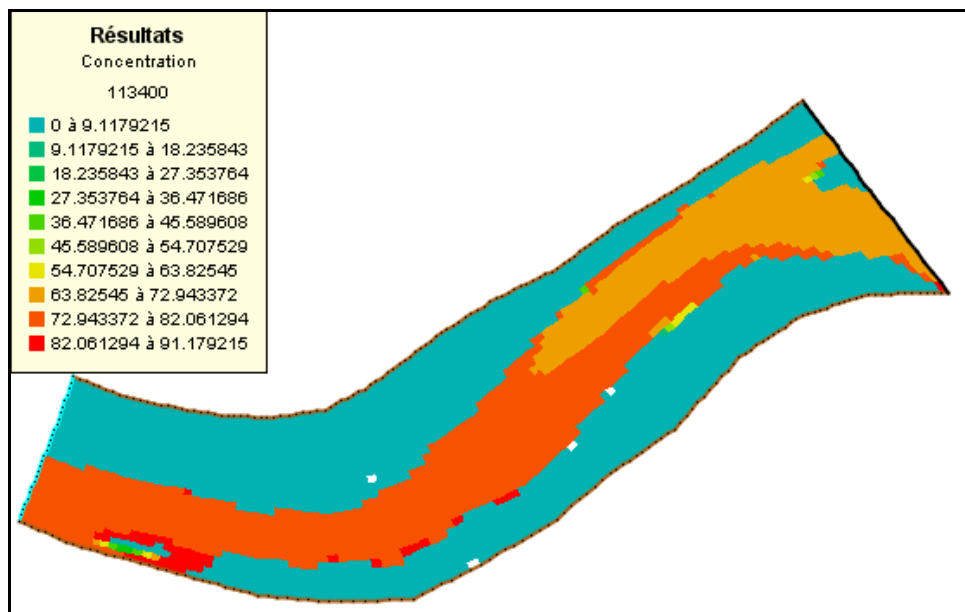


Figure VI.18 : Concentration (Kg/m³) à l'instant t = 113400 s.

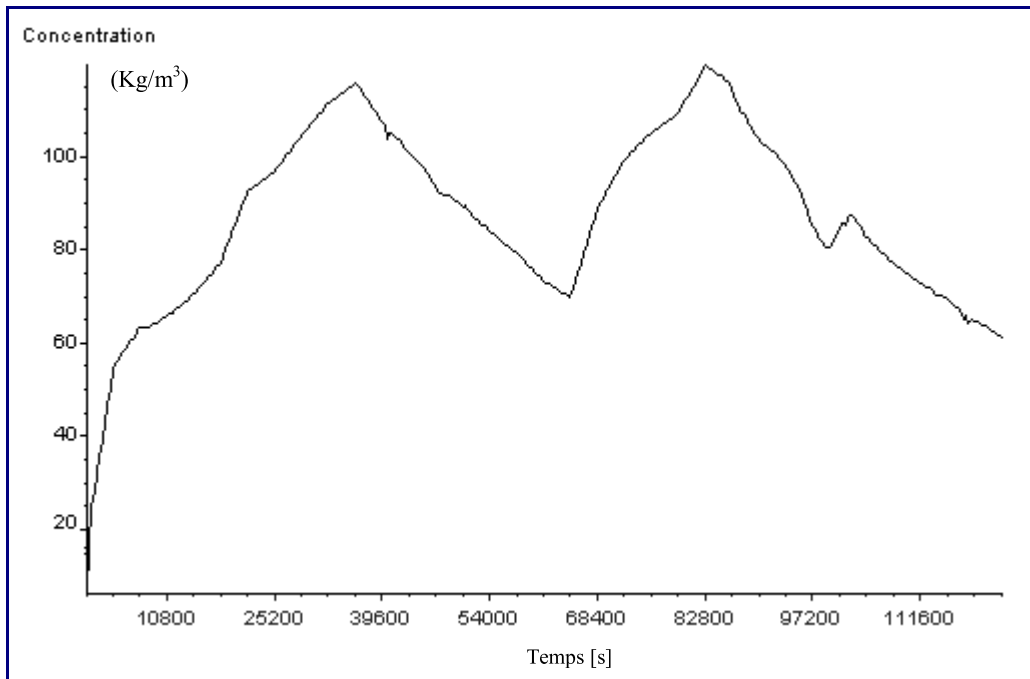


Figure VI.19 : Evolution de la concentration au niveau de la section I.

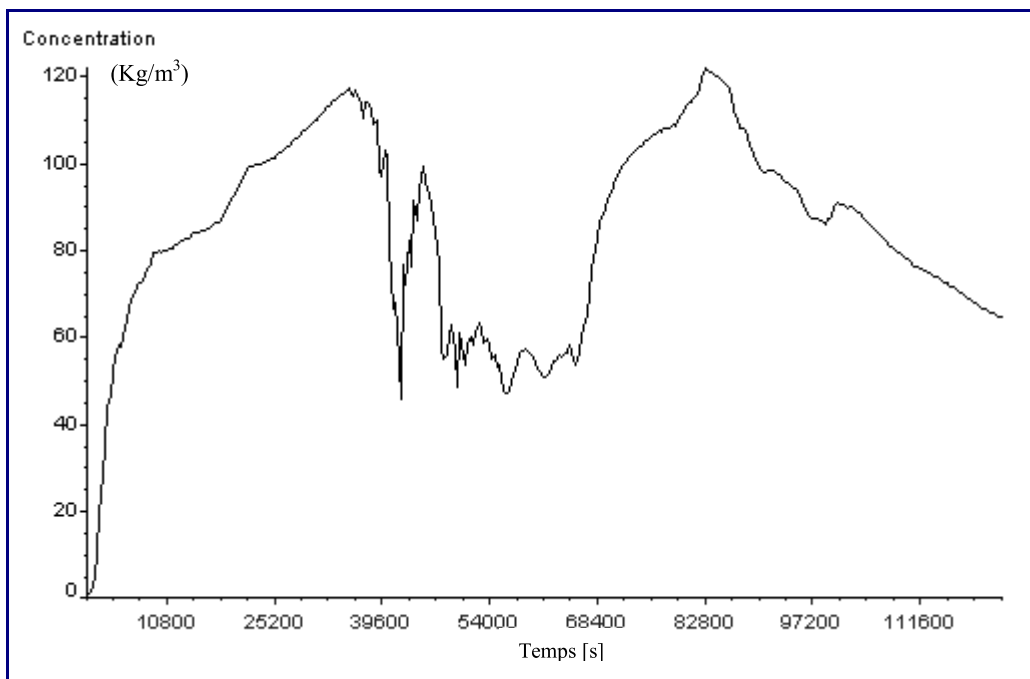


Figure VI.20 : Evolution de la concentration au niveau de la section II.

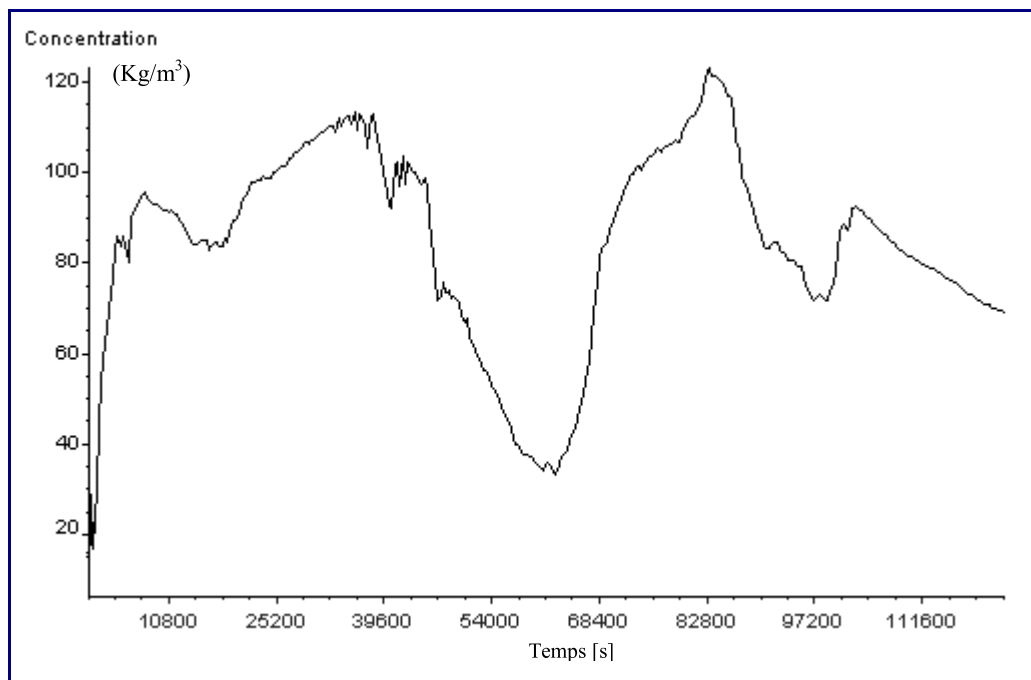


Figure VI.21 : Evolution de la concentration au niveau de la section III.

Les courbes d'évolution de la concentration (Figures VI.19, VI.20 et VI.21) montrent un double pic dans la section I et plusieurs pics au niveau des autres sections, cette distribution paraît encore non uniforme sur la section transversale si on examine les résultats illustrés sur les figures VI.16, VI.17 et VI.18. On outre, on constate qu'elle augmente un peu en allant de l'amont vers l'aval, car les sédiments arrachés en amont se sont transportés à l'aval, ce qui augmente par conséquent la concentration sur cette zone.

La variation des concentrations dans un régime d'écoulement non uniforme et instationnaire avec la présence de la turbulence et des courants de recirculation, conduit à des perturbations interminables sur les processus d'érosion et de dépôt.

c. Taux d'érosion et/ou de dépôt

L'obtention d'une carte caractérisant les zones d'érosion et/ou de dépôt a été considérée comme étant l'un des objectifs tracés dans cette étude.

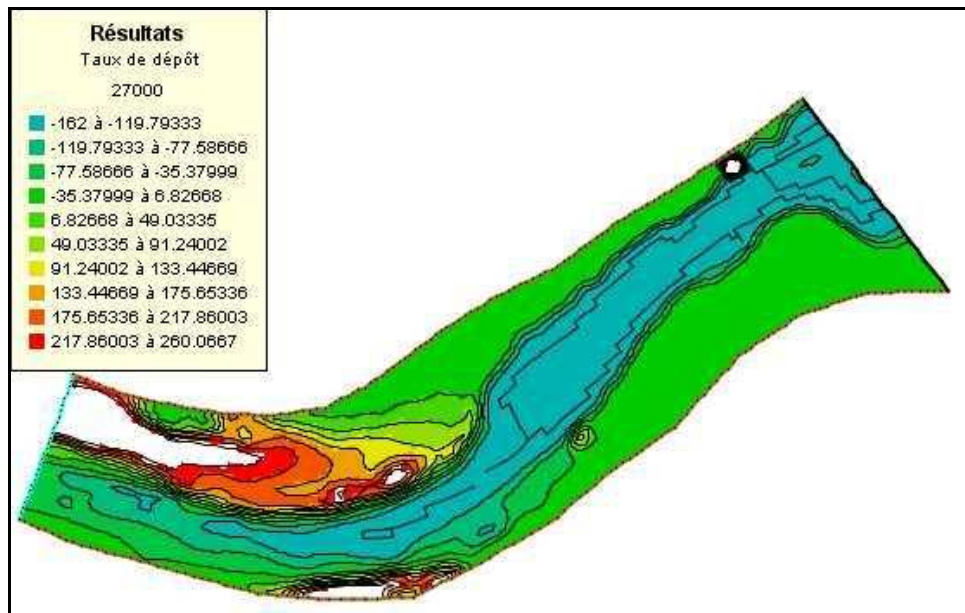


Figure VI.22 : Localisation des zones d'érosion et de dépôt sur le lit à l'instant $t = 27000$ s.

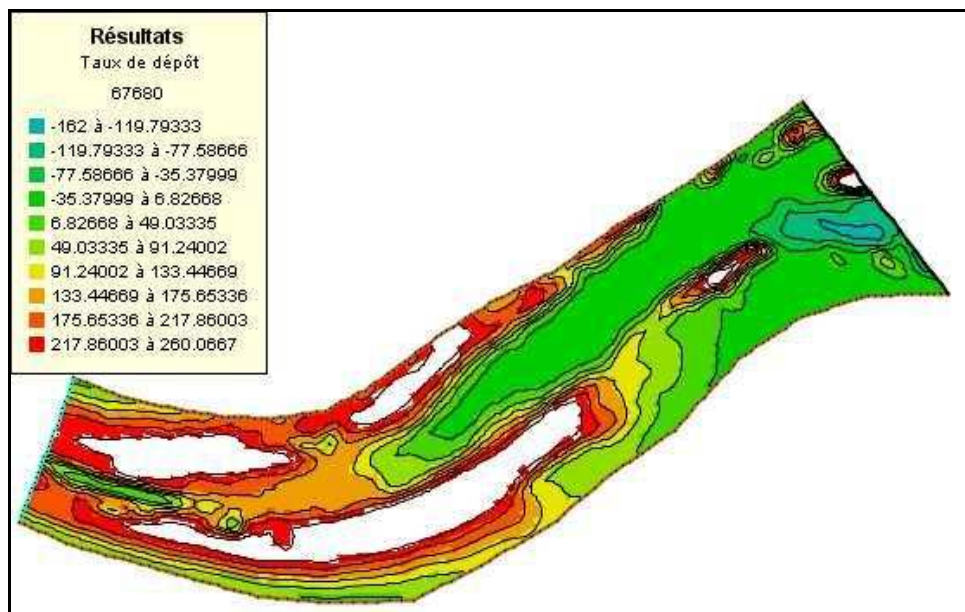


Figure VI.23 : Localisation des zones d'érosion et de dépôt sur le lit à l'instant $t = 67680$ s.

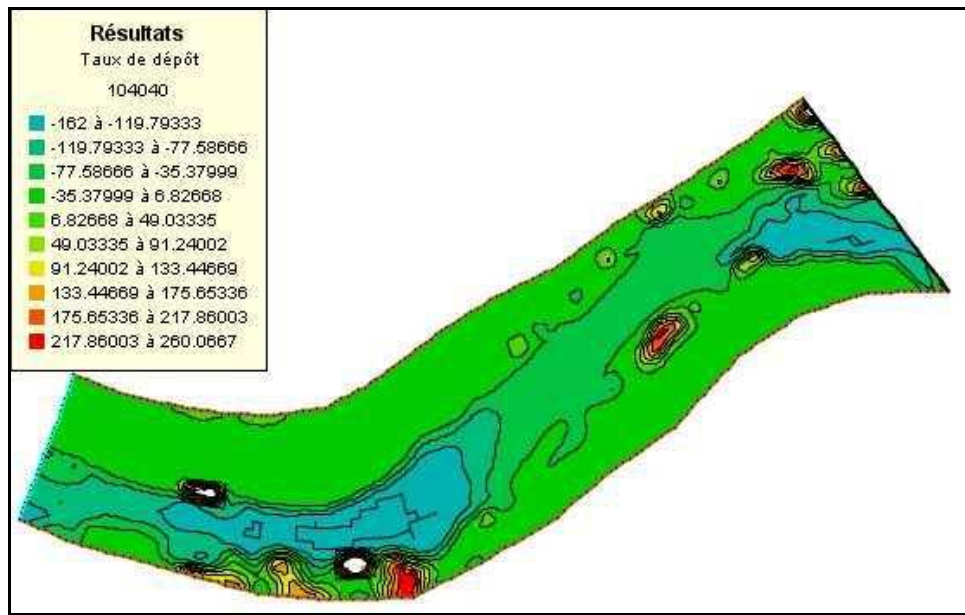


Figure VI.24 : Localisation des zones d'érosion et de dépôt sur le lit à l'instant $t = 104040$ s.

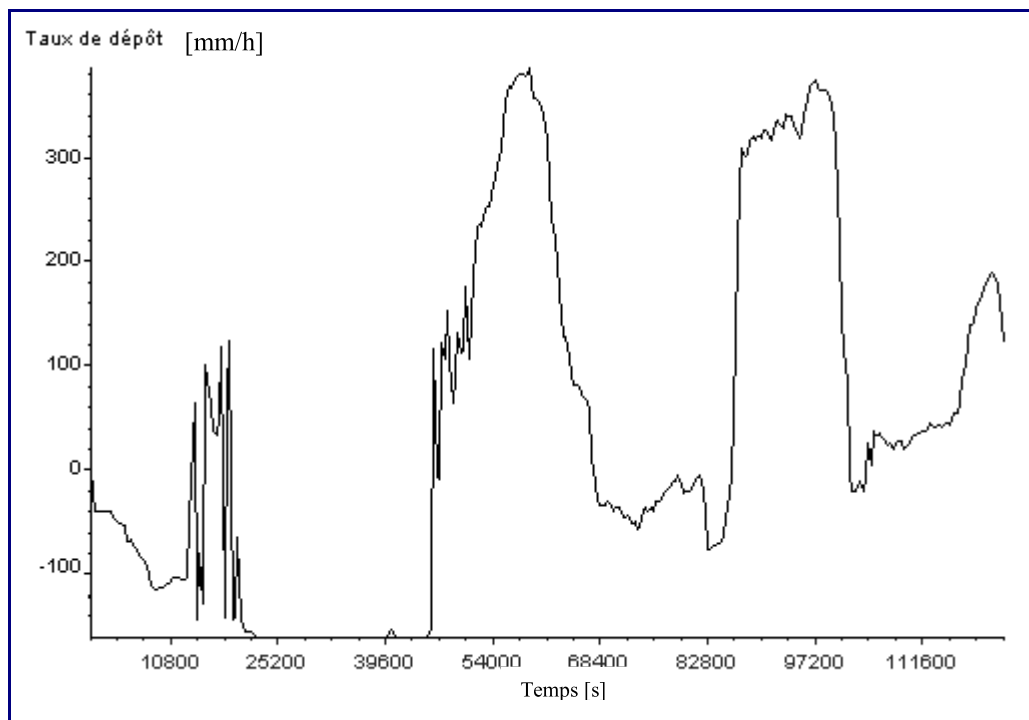


Figure VI.25 : Evolution du taux d'érosion et de dépôt au niveau de la section I.

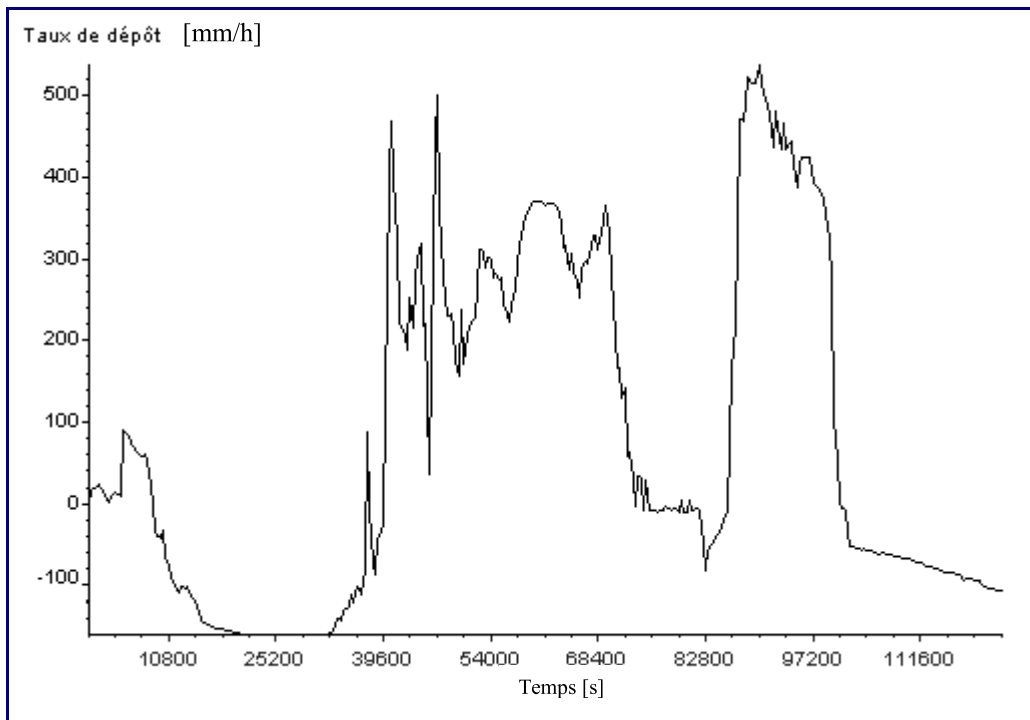


Figure VI.26 : Evolution du taux d'érosion et de dépôt au niveau de la section II.

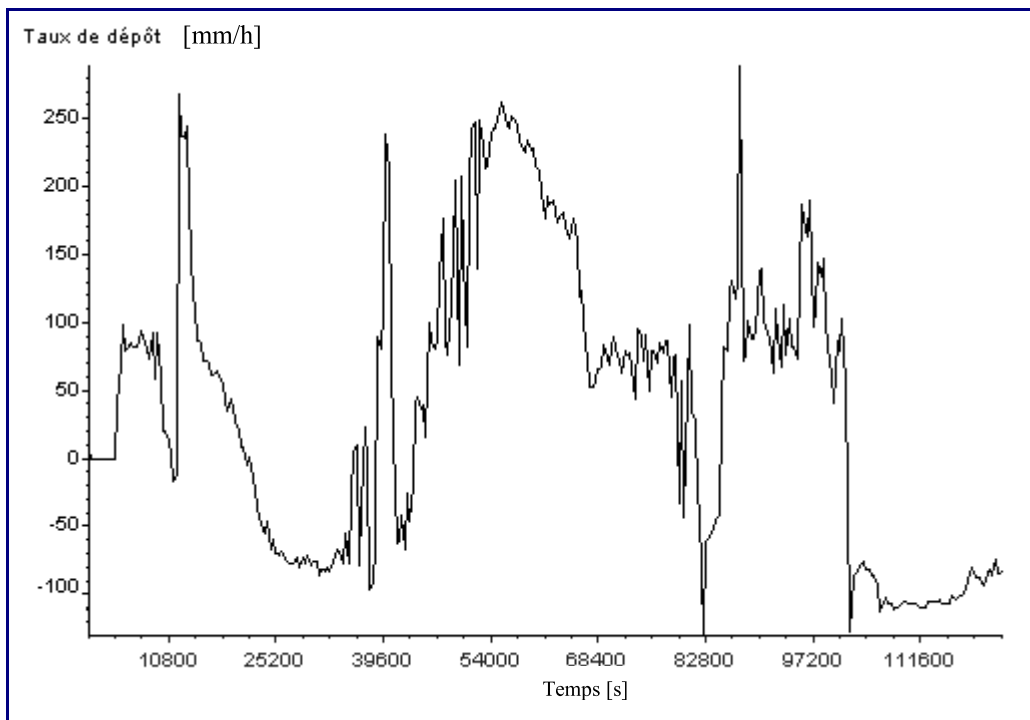


Figure VI.27 : Evolution du taux d'érosion et de dépôt au niveau de la section III.

L'analyse des figures (VI.22, VI.23, VI.24) révèle une érosion progressive localisée le long du lit mineur qui prend de l'extension au début de la crue, quant au dépôt, il occupe la partie aval de la zone d'étude et plus précisément la rive droite, ensuite on observe une sédimentation prédominante lors de la submersion de la zone. A la fin de la crue (décrue) on assiste à une forte érosion qui prend part sur la section d'écoulement.

Au début de la crue, la partie amont du modèle a subi une forte érosion due à l'augmentation de la vitesse qui a permis de charrier une importante quantité de sédiments vers l'aval ce qui a généré par conséquent, une importante élévation de la topographie de la zone aval. Cette variation a constitué une digue naturelle freinant ainsi l'écoulement.

L'influence aval a fait cesser le processus d'érosion pendant le temps de montée de la crue, ensuite une reprise est constatée dans la période de la décrue.

L'évolution du taux d'érosion et de dépôt au cours de la crue affiche une intermittence dans le temps et dans l'espace. En effet, les courbes présentent plusieurs pics (atteignent parfois 500 mm/h), ce qui nous donne une idée sur la complexité du phénomène due au fait que beaucoup de paramètres qui rentrent en jeu.

Les paramètres hydrauliques influent sur le processus d'érosion et de dépôt, ce dernier à son tour influence non seulement les paramètres d'écoulement mais encore la dynamique du cours d'eau avec le changement de la morphologie du lit.

c. Bathymétrie

Il est certain que, l'alternance des processus d'érosion et de dépôt au cours de la crue pourrait modifier la topographie de lit du cours d'eau. Par conséquent, une nouvelle forme du lit serait marquée à la fin de cet événement.

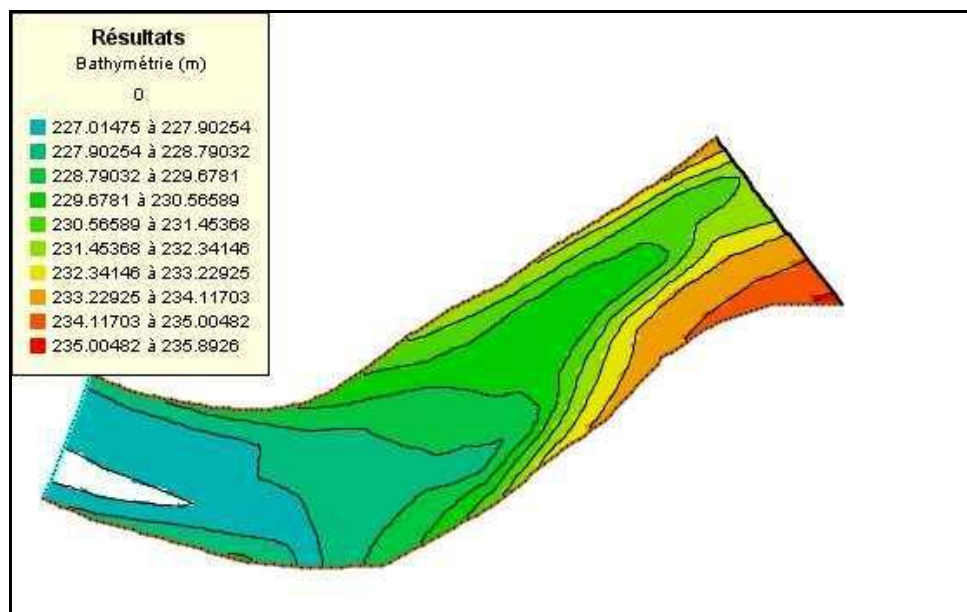


Figure VI.28: Levé Bathymétrique initial à l'instant $t = 0$ s.

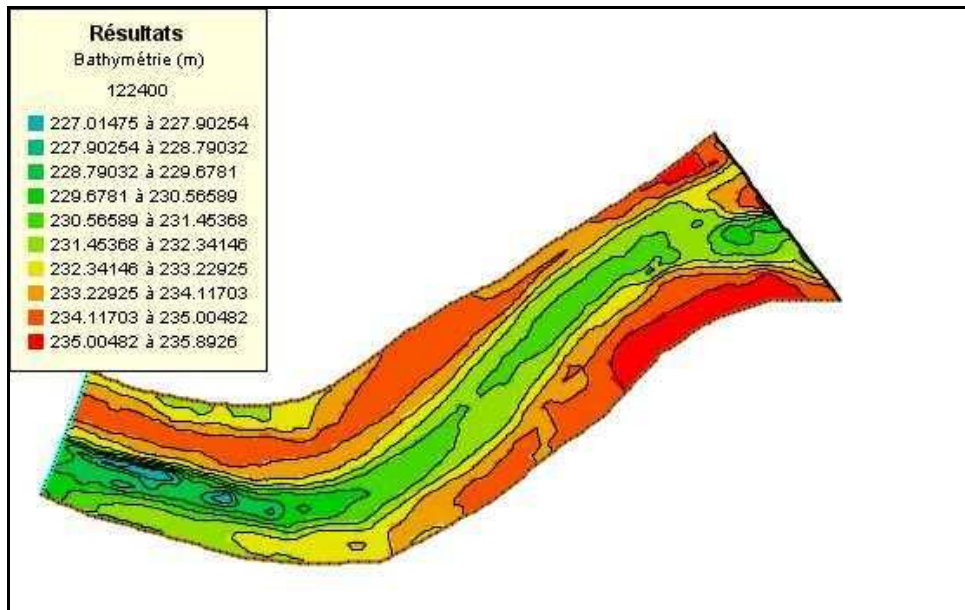


Figure VI.29: Levé Bathymétrique final à l'instant $t = 122400$ s.

Les deux figures ci-dessus montre l'évolution de la bathymétrie durant la crue.

À $t = 34$ heures, on observe une distribution quasi uniforme dans les deux directions.

La comparaison de ces deux cartes avant et après la crue, nous permet de localiser les zones érodées et les zones ayant subi une sédimentation.

Les zones érodées : se localisent à l'amont, au niveau du lit et particulièrement en amont (où l'épaisseur du sol arraché a atteint 3 m dans certains endroits);

Les zones envasées : se localisent sur les berges le long du cours d'eau avec épaisseurs plus moins importantes, des quantités très importantes de sédiments sont transportées de l'amont vers l'aval atteignent parfois 7 m d'épaisseur.

I.2. Conclusion

A travers cette simulation établie pendant un événement de crue, on a constaté une importante quantité de sédiments qui s'accumule sur la zone étudiée, une localisation des zones d'érosion et de dépôt pourrait nous renseigner sur les risques à venir.

Vu la pente faible du cours d'eau (1%), la zone d'étude tend à s'envaser (103.614 m^3),

De l'amont à l'aval, notamment sur le lit majeur dont l'épaisseur de dépôt était exceptionnelle. La vitesse à laquelle les formes de fond se développent ou bien disparaissent dépend d'un côté du volume des alluvions mobilisables et de l'autre côté de l'ampleur du débit solide.

L'application du code Rubar20TS sur le tronçon de Oued Boussellam nous a permis de suivre l'évolution des paramètres hydrauliques et sédimentaires sur un système modélisé, présumé représentant la zone d'étude.

Toutefois, les résultats de la simulation effectuée sont à prendre avec beaucoup de circonspection puisqu'elles n'ont pas été confrontées à des mesures expérimentales.

Les résultats obtenus malgré qu'ils ne sont pas assujettis aux lois de validation, restent comme étant des indicateurs de prévision pour une éventuelle crue d'une grande période de retour.

Conclusion générale et perspectives

À travers cette étude nous avons vu l'intérêt de l'approche numérique dans la résolution des problèmes complexes tel que le transport solide, elle consiste à représenter le système réel dans ses aspects structurel et fonctionnel pour reproduire un scénario (crue) et prédire la nouvelle morphologie du site étudié via un code de calcul.

La simulation a été réalisée au moyen d'un code de calcul Rubar20TS dans lequel un couplage de calculs hydrodynamique et sédimentaire a été adopté, elle a permis de fournir des résultats pratiquement significatifs, ceci n'est possible que grâce à un schéma en volumes finis résolvant la forme conservative des équations de Saint-Venant bidimensionnelles à lesquelles est rajoutée une équation de convection-diffusion, sur un maillage non structuré composé de quadrilatères et de triangles. Le code de calcul utilisé a donné des résultats probants de point de vue quantification des apports liquides et solides qui transitent sur le tronçon étudié, il nous renseigne sur les nouvelles morphologies du lit et la répartition des zones d'érosion et de dépôt sur un plan bidimensionnel. Bien que les résultats qualitatifs sont globalement corrects.

Le schéma numérique adopté dans le code a montré une grande adaptabilité à des situations variées, cependant, une de ses limites d'application est le temps de calcul important dû à un pas de temps réduit par la restriction sur le nombre de courant, requis dans des situations où le régime d'écoulement est transitoire et non uniforme.

Le problème d'instabilité numérique constaté pourrait venir d'une trop grande sensibilité du code de calcul à la non uniformité de l'écoulement. En effet, contrairement au calcul hydrodynamique qui lisse les petites variations de section d'une maille à l'autre, la résolution solide réagit de manière franche aux irrégularités géométriques. Ceci résulte à la fois du choix des variables de résolution et de celui du schéma numérique. Il est ainsi possible de simuler précisément la déformation du fond dans des conditions transitoires, mais dans certains cas, la réaction à la non uniformité géométrique est trop brutale.

L'application du code Rubar20TS sur un tronçon de oued Boussellam a été couronnée de succès, nous avons pu enregistrer une accumulation de 103.614 m³ de dépôts de sédiments sur le site étudié pendant une période de crue, une localisation des zones d'érosion et de sédimentation a été visualisée au moyen d'une animation vidéo qui nous a permis de suivre le comportement morphodynamique du lit. Par conséquent, une variation de la bathymétrie du fond a eu lieu. Cependant, le manque de certaines données de mesures expérimentales (les concentrations, champs de vitesses et la granulométrie) dont on a pas pu les procurer auprès des services concernés, a créé un véritable handicap pour effectuer le processus de calage du modèle qui, s'avère une étape incontournable dans une simulation.

Lors d'un écoulement transitoire, comme pour le cas d'une crue, l'écoulement peut induire des changements rapides et violents de la morphologie de la rivière. Ces impacts morphologiques concernent non seulement le fond du chenal mais également les berges qui peuvent glisser et s'effondrer. Les sédiments provenant du glissement des berges interviennent pour une part importante dans le bilan global de masse solide. Le traitement efficace et efficient des processus d'érosion et de dépôt implique la connaissance fine du phénomène, Il serait intéressant de procéder à un recueil de toutes les données relatives au transport solide dans le but d'entreprendre une étude de précision acceptable.

Notre travail, constitue une étape fondamentale dans l'élaboration d'un outil d'aide à la décision afin d'établir un plan d'action qui devra minimiser l'ampleur du phénomène de transport, les méthodes préventives demeuraient les plus recommandées notamment dans le cas où les méthodes curatives coûtent très chères. Ce qui permettra d'affronter les risques éminents pouvant provoquer d'éventuels dégâts dans l'avenir.

Ce travail qui reste à parfaire et à affiner dans certains de ses aspects constitue une approche nouvelle pour l'étude de transport solide dans les cours d'eau et les barrages.

Perspectives

Le travail présenté ici est bien sûr incomplet. De nombreux calculs, tests et réflexions qui auraient eu leur place dans ce mémoire n'ont pas été effectués, par manque de données nécessaires, ou bien manque de temps. Il sont mentionnés ici comme piste d'étude pour des successeurs éventuels.

Ainsi, il aurait été souhaitable d'effectuer une simulation pour quantifier les apports solides parvenant à la retenue de Tichi-Haf, et estimer le taux d'envasement actuel. Cette étude demande sans doute une mobilisation de moyens humains et matériels (équipements et appareils) pour mener à bien cette tâche.

La dépendance des résultats à la résolution du maillage aurait pu être étudiée de manière systématique en procédant à des tests sur des maillages raffinés. L'utilisation de ces derniers aurait pu aussi nous donner des informations plus significatives sur le transport solide.

L'étude des aspects numériques, qui a été complètement occultée au cours de ce travail, mériterait d'être entreprise, en particulier en lien avec la validité des formules de capacité de transport utilisées.

Une piste pour tester la possibilité de l'outil numérique en morphologie fluviale pour une période assez longue est à présager, le problème des données et donc de la mesure est ici primordial.

La mesure directe de transport solide, par divers pièges, se heurte à de grandes difficultés. La nécessité d'emploi de techniques de mesures innovantes, est peut être une piste pour surmonter ces difficultés.

Il semble que les efforts de recherche et les moyens en ingénierie devraient s'orienter vers les modèles les plus simples possibles, compte tenu de la précision recherchée mais prenant en compte tous les paramètres ayant une influence significative, et non pas vers des modèles de plus en plus sophistiqués, mais ne prenant pas en compte tous les paramètres.

Références bibliographiques

Audusse, E. (2004). " Modélisation hyperbolique et analyse numérique pour les écoulements en eaux peu profondes." Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 196 pages.

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, Lyon 1, 140 pages.

Belleudy, P. (2001). " Le transport solide en rivière : lacunes de connaissance et besoins méthodologiques ". Mémoire d'habilitation à diriger des travaux de recherches, Institut national polytechnique de Grenoble, France, 77 pages.

Bessenasse, M. (2004)." Dépôt des sédiments fins à l'amont d'une retenue." Thèse de Doctorat d'état, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, Algérie, 199 pages.

Bessenasse, M., Kettab A. & Paquier A. (2003). " Simulation numérique de la sédimentation dans les retenues de barrages : cas de la retenue de Zardezas, Algérie." Revue des Sciences de l'Eau, Vol. 16, pp 103 - 122.

Buil, N. (1999). " Modélisation tridimensionnelle du transport de polluants dans les écoulements à surface libre ". Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard - Lyon I, France, 315 pages.

Carlier, M. (1980). " Hydraulique générale et appliquée." 2^{ème} Edition Eyrolles, Paris, 556 pages.

Cemagref. (2009). " Notice d'emploi du logiciel RUBAR20." Unité de Recherches Hydrologie - Hydraulique, Lyon, Cemadoc, 64 pages.

Charifi, S. (2006), "Application du modèle hydrologique GR2M sur les bassins versants de la Soummam et de l'Isser." Mémoire de Magister, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 132 pages.

Coyne & Bellier (1996)." Aménagement du barrage de Tichi- Haf: Etudes complémentaires." Rapport sur l'étude hydrologique des crues, 39 pages.

Cunge, J.A. (1995). " Modèles mathématiques en hydraulique et en hydrologie." Technique de l'ingénieur, Traité Construction, C180, pp 2-18.

Degoutte, G. (2006). "Diagnostic, aménagement et gestion des rivières : hydraulique et morphologie fluviales appliquées.", Lavoisier Tec et doc, 388 pages.

De Linares, M. & Belleudy, P. (2008). " Modélisation numérique à l'échelle locale des évolutions morphologiques sur un site complexe en Loire." Revue de la Houille Blanche, N° 5, pp 67-70.

El Kadi, K. (2006). " Evolution d'un lit de rivière en fonction des apports." Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard Lyon I, 211 pages.

El Kadi, K., Paquier A., Lapuszek M. & Lenar Matyas, A. (2003)." One – dimensional sediment transport models: application to Raba River." Proceedings of 3rd IARH symposium on river coastal and estuarine morphodynamics, Barcelona, Spain. 1 - 5 September, 9 pages.

Graf, W.H. & Altinakar, M.S. (2000). " Hydraulique fluviale " Traité de Génie Civil, Ecole polytechnique de Lausanne, Vol. 16, 627 pages.

Hérouin, E. (1998). " Capacité de transport sédiments dans les cours d'eau en régime non uniforme." Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard, Lyon, 169 pages.

Hervouet, J.M. & Vilaret C. (2004)." Simulation numérique des évolutions sédimentaires, importance d'une approche intégrée." VIII^{èmes} Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Compiègne. 7-9 septembre, 9 pages

Ider, K. (2004). " Modélisation hydrodynamique d'un cours d'eau." Mémoire de Magister, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 90 pages.

Jodeau, M. (2004). "Etude expérimentale des mécanismes de transport solide par charriage torrentiel.", Cemagref Grenoble, division ETNA. Mémoire de DEA, 49 pages.

Kherbache, K. (2004). " Contribution à l'élaboration d'un modèle hydrodynamique par la méthode des éléments finis." Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 102 p.

Lombardi, G. (1984), "Rapport 540. 3-R-21, Barrage de Tichi-Haf - Etude hydrologique." Bureau d'études, Locarno, 40 pages.

Paquier, A. (1995). " Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage." Thèse de Doctorat, Université Jean Monnet, Saint Etienne, France, 193 pages.

Paquier, A. & El Kadi, K. (2005)." Etude test sur la possibilité d'utilisation des modèles numériques de transport de sédiments sur le secteur d'Ingrandes." Rapport, Cemagref, Lyon, 26 pages.

Proust, S. (2005). " Ecoulements en lits composés en présence de singularités topographiques dans le lit majeur." Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard, Lyon, 383 pages.

Ramez, P. (1995). " Erosion et transport solide en rivière- guide pour la compréhension des phénomènes." Vol. 8, Collection, Etudes Antony, Cemagref, 130 pages.

Recking, A. (2006). " Etude expérimentale de l'influence du tri granulométrique sur le transport solide par charriage." Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 263 pages.

Remini, B. (2008). " La surélévation des barrages : une technique de lutte contre l'envasement - exemples Algériens." Revue de la Houille Blanche, N° 5, pp 103 - 108

Semcha, A. (2006). " Valorisation des sédiments de dragage : Application dans le BTP, cas du barrage Fergoug." Thèse de Doctorat à l'université de Reims Champagne - Ardenne, France, 175 pages.

Tennekes, H. & Lumley, J. L. (1972). "A first course in turbulence." The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, and London, England, 310 pages.

Vidal, J.P. (2005). " Assistance au calage de modèles numériques en hydraulique fluviale - Apports de l'intelligence artificielle." Thèse de Doctorat, Institut national polytechnique de Toulouse, France, 310 pages.

Wu, W. (2007). " Computational River Hydrodynamics." Edition Taylor and Francis, Philadelphia, 509 pages.

Annexe A : Apports mensuels à la station Sidi Yahia

Anée	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUIN	J	AO	Total (Hm ³)
1933	6.8	0.5	14.4	27.6	44.3	18.4	44.7	31.2	18.1	3.9	1.7	40.4	252
1934	2.9	3.2	12.1	20.9	30.7	12.5	58.7	22	36.9	1.7	3.8	5.8	211
1935	1	17.6	8.2	12.6	12.1	55.2	40.8	25.1	34.5	6.1	2.8	9.5	225.4
1936	1	5.7	10.5	6.5	1.7	25.1	30.7	27.2	12.5	3.3	2.8	10.1	137
1937	1	1	2.9	38.6	18.6	30.7	2.8	46.4	22.6	6.2	7	1.1	179.1
1938	12.5	0.6	16.1	20.3	10.2	88.1	32.9	46.4	39.8	16.9	2.8	22.3	308.9
1939	3.2	17.6	8.2	12.7	55.6	27	2.2	13.1	23.5	27.9	1.3	8.1	200.3
1940	2.4	9.1	7.3	22.9	18.8	30	17.7	10.9	6.5	0.4	0.6	0.1	126.8
1941	11.5	6.5	8.2	8.1	35.2	88.2	8.9	4.3	19.6	1.7	0.7	0.4	193.4
1942	16.2	0.3	5.7	25.1	2.7	32.3	22.8	9.1	11.1	2.6	2.8	1.1	131.7
1943	2.2	3.5	2.7	8.4	9.4	75.2	38	13.6	3.2	8.5	2.8	0.2	167.5
1944	17.3	4.8	0.5	8.8	61.4	0.9	2.5	3.8	5.4	2.3	2	1.1	110.8
1945	1.8	1.3	4.7	12.1	27.7	11.7	31.8	41.6	15.7	2.5	1.8	1.1	153.9
1946	2.3	0.2	5	18.5	20.4	24.4	4.1	5.2	4.7	1.7	5.1	2.1	93.9
1947	4.2	4.7	2.2	38.9	59.7	22.7	10	16.1	8.5	13.6	1.7	1.1	183.4
1948	1.6	8.9	2.5	9.4	46.6	88	51.2	20.9	34.7	5.4	2.8	1.1	272.9
1949	2.5	1.1	8	10.4	26.1	25.1	45.1	12.1	11.6	1.7	1.7	0.7	146.1
1950	12.4	6.1	0.6	18.4	23.1	52.3	17.8	5.4	19.2	8.3	3.1	1.7	168.2
1951	7	17.6	5.6	11.8	24	72.5	28.4	48.4	35.8	1.8	18	3.9	275
1952	18.6	3.6	6	28.4	29.6	31.7	55.5	13	5.3	27.4	4.5	4.8	228.4
1953	2.6	4.7	1.7	3.4	49.2	109	50.5	46.3	11.4	4.2	4.5	1.8	289.2
1954	1.7	2.3	3.9	16.9	25.7	35.3	45.3	59.7	17.5	1.8	2.9	0.9	213.8
1955	22.6	21.2	10.4	27.9	28	41.3	56.1	23.6	15.6	5.3	2.6	1.8	256.3
1956	3.6	5.1	5.6	18.3	17.6	12.5	4.8	7.3	10.9	5.8	2.1	1.7	95.2
1957	4.9	62.5	48	54	71.9	45.4	28.7	51	2.3	2.9	4.5	1.8	378
1958	4.5	5.8	19.9	19.1	11.5	17.1	47.8	93.8	13.9	16.3	3	1.6	254.3
1959	1.2	2.2	9.6	9.9	7	5.4	2.7	15.1	38.8	13.9	2.7	1.7	110.2
1960	1.6	2.7	2.6	33.2	38	4.7	3.4	10.3	6.6	4.9	3.6	2.6	114.2
1961	0.8	0.9	1.8	1.2	1.2	19.4	15	8.9	3.1	2.9	0.8	0.8	57
1962	1.1	2.3	3.4	2.5	7.5	17.3	8.1	3.5	7.5	10.2	3.5	2.4	69.3
1963	3.2	1.1	1.6	8.4	29.9	25.4	15.1	21.3	5.3	1.8	0.8	3.3	117.2
1964	0.8	2.7	3.5	5	33.8	60.4	50.3	27.2	9.7	3.2	6.4	3.3	206.5
1965	3.7	5.9	8.6	34.3	10.2	6.2	22.9	6.4	36.4	5	1.8	1.5	143
1966	3.2	5.3	1.7	7.6	8.4	15.1	5.5	6.9	7.8	1.5	1.1	1	65.1
1967	1.6	1	24.2	76.3	44.9	24	36.5	14.9	5.1	4.7	1.5	2.3	237.1
1968	1.9	1.4	1.9	20.7	13.6	5.2	23.3	20.2	7.6	4.2	2.1	2.6	104.6
1969	7.2	48.3	13.7	156.1	83.2	30	62.3	83.8	30.4	8.6	3.5	2.6	529.8
1970	2.6	13.2	4.9	7.2	26.2	10.4	28.4	30.7	10.8	2.8	2.4	1.8	141.2
1971	3.3	3.9	5.1	12.3	69.1	40.3	36.8	24.9	28.5	12.7	4.4	2.8	244.3
1972	9.8	4.3	2.4	19.1	63.9	109.3	87.3	45	11.3	13.8	3.7	2.9	372.6
1973	9.4	3	3	14.8	7.3	22.3	68.9	74.5	20.7	4.8	2.4	2	233.3
1974	2.2	5	2.4	2.7	2.9	19.1	18.9	12.1	6.1	1.6	1.1	3.8	78
1975	6.1	0.9	6.5	7.6	5	47	36.9	29.7	33.9	11.6	7.8	1.5	194.5
1976	6.3	6.1	12.3	19.2	31.6	11.8	5.4	6.7	4	1.9	1	1	107.2
1977	1.4	1.1	2.6	1.8	3.9	5.8	8.7	25.9	8.4	1.5	0.6	1	62.7
1978	3.7	5.3	5.9	6.8	7	12.4	19.3	22.4	10	8.4	4.8	4.1	110
1979	15.2	5.4	7.2	5.9	6.8	6.2	22.3	8	7.8	4	3.1	3.1	95.2
1980	4.2	3.8	4.2	31.2	20	16.6	13.2	14.2	8.2	4.5	3.5	3.6	127.2
1981	6.6	3.8	3.6	8.7	37.1	54	30.6	20.8	18.7	10.5	4.2	3.5	202.2
1982	5.1	17	13.5	59.4	23.8	11.2	7.5	4.3	3.5	2.4	2.1	2.1	151.8
1983	5.7	6.3	7.1	19.1	24.2	28.5	26	22.1	15.3	6.3	3.1	3.1	166.6
1984	1.2	4.8	2.4	21.2	68.4	33.9	110.7	36.3	15.4	5.4	2.1	0.7	302.5
1985	3.1	3.1	3.6	3.8	5.6	8.6	31	12	3.2	2.9	0.5	0.8	78.2
1986	4	7.2	8.3	42.5	53.2	69.9	49.2	32.5	12.4	3.7	3.7	0.9	287.5
1987	1.1	5.5	5.7	3.6	4.5	3.8	8.5	3.5	3.8	0.9	0.5	0.1	41.6
1988	1.6	2.7	4.6	34.2	15.4	12.6	12.2	14.2	5.6	2.5	0.6	0.8	106.8
1989	2.4	1.9	1.9	1.4	2.7	1.4	1.5	1.2	10.7	1.9	1.1	0.2	28.2
1990	1.1	0.6	5.6	13.5	4.9	12.9	15	9.4	4.2	5.4	1	0.6	74.3
1991	4.8	3.6	1.1	1.3	4.9	4.4	4.6	29.8	15.5	6.1	2.3	1.5	80
1992	1.7	2	2.9	19.3	40.1	14.4	16.7	9.7	11.3	5	2.7	1.8	127.9
1993	4.6	1.5	2.1	3.7	2.5	10.1	4.1	2.8	1	0.1	0	0.1	32.7

Annexe B : Liste nominative des fichiers d'entrée et de sortie du code RUBAR20TS

AP0 : apports spatialisés sur grille régulière ou parallélogramme
APP : apports spatialisés par maille
APX : apports spatialisés sur certains points définis par leurs coordonnées
CIN : conditions initiales par maille
CLI : condition aux limites (arêtes rentrantes ou sortantes)
CL2 : édition des conditions aux limites y compris coordonnées et numéros des nœuds
COF : cote du fond en chaque nœud d'un maillage
COT : cote du fond sur une grille régulière orientée N-S et O-E ou sur des parallélogrammes
COX : cote du fond spécifiée en certains points définis par leurs coordonnées
DAT : ensemble des données par maille y compris cote du fond et arêtes limites
DIO : coefficients de diffusion spatialisés sur grille régulière ou parallélogramme
DIF : coefficients de diffusion spatialisés par maille
DIX : coefficients de diffusion spatialisés sur certains points définis par leurs coordonnées
DTR : points où les limnigrammes sont stockés dans le fichier HYC
DUR : cotes du fond inérodable
DFZ : différences de cotes de fond entre deux temps
EAP : édition des apports
ECI : édition des conditions initiales
ECL : édition des conditions aux limites
EDM : édition du maillage
EFR : édition des frottements au fond
ENV : maxima des résultats depuis le début du calcul
EVE : édition des chroniques de vent
FRC : coefficients de Strickler équivalents
FRO : frottements au fond sur une grille régulière orientée N-S et O-E ou sur des parallélogrammes
FRT : frottement au fond par maille
FRX : frottement au fond en certains points définis par leurs coordonnées
HLI : hydrogrammes et limnigrammes de résultats en colonnes
HYC : valeurs pour le transport à pas de temps fixe en certaines mailles
IMA : coordonnées des sommets des quadrilatères de base du maillage et nombre de mailles par quadrilatère
INI : conditions initiales sur une grille régulière orientée N-S et O-E ou sur des parallélogrammes
INX : conditions initiales en certains points définis par leurs coordonnées
MAI : données du maillage (numérotation mailles et nœuds et coordonnées des nœuds)
MAS : valeurs aux arêtes rentrantes ou sortantes et sur les ouvrages pour le transport
NUA : valeurs du coefficient de diffusion lorsque celui-ci est calculé
OUT : valeurs aux arêtes rentrantes ou sortantes et sur les ouvrages
PAR : paramètres de simulation

- PLO : profil en long de résultats le long d'une ligne directrice
STR : profil en long de résultats le long d'une section
TAR : loi de tarage (condition à la limite sortante)
TPC : valeurs pour le transport à pas de temps fixe
TPS : ligne d'eau à pas de temps fixe
TRC : ligne d'eau à pas de temps fixe en certaines mailles
VE0 : coefficients de chronique de vents spatialisés sur grille régulière ou parallélogramme
VEN : chronique de vents par maille
VEX : coefficients de chronique de vents spatialisés sur certains points définis par leurs coordonnées
XYH : réécrire des résultats de lignes d'eau sur l'ensemble du domaine
ZFN : cote du fond en chaque nœud d'un maillage en différents temps en cas de transport solide.