

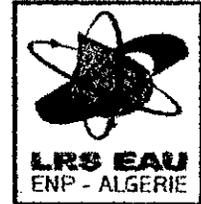
D0006/047A
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L' ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D' HYDRAULIQUE



LABORATOIRE DE RECHERCHES DES SCIENCES DE L'EAU - (LRS-EAU)

THESE DE DOCTORAT D'ETAT

Spécialité : Hydraulique

Présentée par

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة —
BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique

BESSENASSE Mohamed

Ingénieur d'état et Magister en Hydraulique (E.N.P)

DEPOT DES SEDIMENTS FINS A L'AMONT D'UNE RETENUE

Soutenue le : 06 juillet 2004.

Devant le jury composé de :

M.M	M.BOUHADEF	Professeur... U.S.T.H.B.	Président.
	A.KETTAB	Professeur... E.N.P.....	Directeur de thèse.
	A.PAQUIER	Docteur Habilité Cemagref [Lyon].....	Co-Directeur de thèse.
	B.ACHOUR	Professeur... U.Biskra.....	Examineur.
	A.AIDAOUI	Professeur... I.N.A.....	Examineur.
	B.REMINI	Professeur... U.Blida.....	Examineur.
	A.DEMMAK	Docteur Ministère R.E.....	Invité.

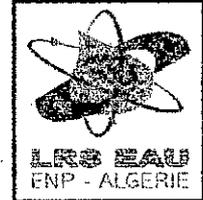
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L' ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT D' HYDRAULIQUE



LABORATOIRE DE RECHERCHES DES SCIENCES DE L'EAU – (LRS-EAU)

THESE DE DOCTORAT D'ETAT

Spécialité : Hydraulique

Présentée par

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

BESSENASSE Mohamed

Ingénieur d'état et Magister en Hydraulique (E.N.P)

DEPOT DES SEDIMENTS FINS A L'AMONT D'UNE RETENUE

Soutenue le : 06 juillet 2004.

Devant le jury composé de :

M.M	M.BOUHADEF	Professeur... U.S.T.H.B.....	Président.
	A.KETTAB	Professeur... E.N.P.....	Directeur de thèse.
	A.PAQUIER	Docteur Habilité Cemagref [Lyon].....	Co-Directeur de thèse.
	B.ACHOUR	Professeur... U.Biskra.....	Examineur.
	A.AIDAOUI	Professeur... I.N.A.....	Examineur.
	B.REMINI	Professeur... U.Blida.....	Examineur.
	A.DEMMAK	Docteur Ministère R.E.....	Invité.

بعد العرض المسهب حول موضوع التدهق الصلب... و ظاهرة التو حل التي أصابت السدود الجزائرية. هذه الدراسة شرحت كيفية بناء نموذج رقمي قادر على استقرار تكون و تطور ترسبات الوحل أمام السد. من خلال معلومات حول العوض المحيط ، نموذج هيدروليكي ثنائي البعد أفقي يربط بين معادلات سان - فينان و طريقة هيدرولوجية تم بناؤه. طبق هذا النموذج على سد زرحازة بولاية سكيكدة، و أعطى نتائج مرضية، رغم الصعوبات. نموذج تجريبي هدفه إيجاد علاقة بين الغزارة الصلبة و السائلة لاستنتاج كمية الوحل المتدفقة أمام السد، و أخيرا استنباط مدة حياة السد إثر تعرضه لظاهرة التو حل. المصطلحات الرمزية ، نموذج رقمي ، ترسبات ، سد ، مدة حياة ، هيدرولوجيا ، سيكدين.

RESUME :

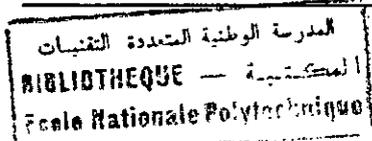
Après une revue bibliographique de l'état de l'art sur le transport solide. L'état d'envasement dans le contexte Algérien et sa gravité sont détaillés. La construction d'un modèle numérique destiné à prédire la formation et l'évolution de dépôts de sédiments à l'amont d'un barrage a été effectuée. A partir d'informations sur les apports en eau et en sédiments en provenance du bassin versant consolidée par une analyse hydrologique en QdF, 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 (Algérie). Une méthode empirique est abordée pour analyser la dynamique de remplissage d'une retenue, afin de corréler débit solide et débit liquide, pour enfin estimer le tonnage de sédiments susceptible de se déposer à l'amont d'une retenue et d'en déduire sa durée de vie.

Mots clés : *modèle numérique, hydrogramme de crue, QdF, sédiments, barrage, durée de vie*

Abstract :

A state of art of sediment transport is followed by an overview of the sedimentation situation of Algerian reservoirs. The method to build a numerical model intended to predict the formation and the change of sediment deposits upstream from a dam is presented. From information about the inputs of water and sediments coming from the catchment supported by a QdF type hydrological analysis, a horizontal 2-D hydraulic model which couples shallow water equations and one equation for advection and diffusion of sediment concentration is used. Applying this model to Zardezas reservoir in Skikda (Algeria) region was successful. An empirical method is proposed to analyse the dynamics of reservoir filling, in order to correlate sediment discharge and flow, to estimate of sediment that can deposit upstream from a dam and to predict its life duration

Key words: *numerical model, flood hydrograph, discharge - duration - frequency QdF,*



REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord mon directeur de thèse en Algérie, le professeur Ahmed KETTAB, Directeur du laboratoire de recherches des sciences de l'eau (LRS – EAU), membre de l'Académie Française de l'eau, en acceptant d'être le rapporteur de cette thèse; de diriger mes travaux de thèse et de m'encourager ainsi que m'intégrer dans l'équipe de recherche du laboratoire (LRS – EAU).

Je suis très reconnaissant à mon responsable de thèse en France André PAQUIER qui m'a aidé surtout sur le plan numérique, et de m'avoir accepté autant que thésard, au sein de son équipe de la modélisation numérique.

Je remercie aussi Philippe RAMEZ pour son aide et les longues discussions sur le transport solide, me faisant bénéficier de son expérience sur le plan empirique du sujet.

Je remercie Pierrick GIVONE qui m'a accueilli à la division Hydrologie -Hydraulique du CEMAGREF de Lyon durant la période (1996 – 1999), ainsi que Nicolas GENDREAU, chef de la division.

Je dois une particulière reconnaissance à Gilles GALEA pour le secours qu'il m'a apporté dans la partie hydrologique, en utilisant les modèles QdF.

Je remercie aussi les amis de l'A.N.B, dont je peux citer M.GUITARNI et M.BENFARES pour leur collaboration et leurs aides, sans oublier M.NEKKAKA le chef d'exploitation du barrage Zardezas.

Je ne peux pas oublier le staff technique de l'A.N.R.H pour leur disponibilité et leur encouragement, je cite M.BOUGARA et Mme ABDA et tous les techniciens du service d'hydrométrie.

Je remercie vivement et profondément Monsieur Le professeur M.BOUHADEF pour avoir bien voulu être Président du jury et de s'intéresser à mon travail.

Je tiens à remercier Monsieur Le Professeur B.ACHOUR pour s'être intéressé à mon travail et pour avoir bien voulu accepter d'être membre de jury.

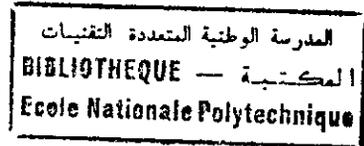
Je tiens à remercier Monsieur Le Professeur A.AIDAOUÏ pour s'être intéressé à mon travail et pour avoir bien voulu accepter d'être membre de jury.

Je tiens à remercier Monsieur Le Professeur B.REMINI pour s'être intéressé à mon travail et pour avoir bien voulu accepter d'être membre de jury.

Je tiens à remercier Monsieur A.DEMMAK pour s'être intéressé à mon travail et pour avoir bien voulu m'honorer d'être l'invité de la soutenance.

J'adresse mes remerciements à H.FAURANT, A.EICHOLZ, E.HEROUIN, S.MOUSAVI. J'associe dans ces remerciements mes collègues de stage durant les trois années (1996 – 1999) pour l'ambiance de travail, P.CHAPOUTIER, P.DELAHOUSSE, S.MASSART, P.BALAYN, F.NAVARRO, ... tous mes amis de la division H - H du Cemagref de Lyon, pardon à ceux que j'ai oubliés.

Enfin, j'adresse ma profonde reconnaissance à ma chère épouse AMEL pour sa patience et son encouragement.



	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	
Partie A:	6
1.1 Description générale de la sédimentation.....	6
1.1.1 Les apports solides aux retenues.....	6
1.1.2 Mécanisme de l'envasement.....	6
1.2.Mécanisme du transport solide	11
1.2.1.Généralités	11
1.2.2 Typologie dans le transport solide.....	11
1.3 Analyse de la production et du transfert des sédiments.....	14
1.3.1 Généralités	14
1.3.2 Différents types d'érosion dans le bassin versant	16
1.3.3 Différents types de transport dans le réseau hydrographique.....	20
1.4 Dépôt et consolidation	23
1.4.1 Paramètres caractérisant les sédiments.....	23
1.4.2 Le dépôt des sédiments cohésifs	25
1.4.3 Les sédiments non cohésifs.....	32
1.5 Tassement et consolidation.....	33
1.5.1 Introduction	33
1.5.2 Mécanisme de consolidation	34
1.5.3 Modèles empiriques.....	34
1.5.4 Modèles diphasiques	35
1.6 Erosion des sédiments cohésifs	36



1.6.1 Généralités et description du phénomène	36
1.6.2 Conditions de début d'entraînement	37
1.6.3 Conditions critiques d'érosion	38
1.7 Débits d'érosion des lits cohésifs	39
1.8 Le bilan de l'érosion	40
1.8.1 Importance du facteur érosion	40
1.8.2 Les bilans d'érosion	41
1.8.3 Différentes approches suivant les auteurs	42
1.8.4 Différents types de modèles de simulation	44
1.9 Détermination de l'érosion d'un bassin versant	53
1.9.1 Détermination d'un volume global d'érosion	53
1.9.2 Détermination de l'érosion en fonction du temps	54
1.10 Modélisation numérique du transport solide	57
1.10.1 Introduction	57
1.10.2 Différentes simulations pour sédiments fins.....	58

DONNEES SUR LE CONTEXTE ALGERIEN [PARTIE B]

1.11 Présentation du contexte Algérien	70
1.11.1 Les données naturelles	70
1.11.2 La sédimentation des retenues Algériennes	77

CHAPITRE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE.

2.1 Aperçu sur la méthode QdF.....	82
2.1.1 Préambule	82
2.1.2 Introduction	83
2.1.3 Principe	84
2.2 Analyse hydrologique	85

2.2.1 Modélisation QdF selon le concept de convergence des distributions	85
2.2.2 Crues de faible période de retour	87
2.2.3 Crues de grande période de retour	88
2.3 Présentation des résultats	88
2.3.1 Distributions modélisées et quantiles de crue	91
2.3.2 Définition de l'hydrogramme de projet	92

CHAPITRE 3 : MODELISATION NUMERIQUE

3.1 Modèles mathématiques sur la sédimentation	94
3.1.1 Définition	94
3.2 Modèle unidimensionnel	104
3.2.1 Module hydraulique : Rubar 3	104
3.2.2 Module sédimentaire : Sédime	108
3.3 Modèle bidimensionnel	119
3.3.1 Description du modèle	119
3.3.2 Principes du modèle	126
3.3.3 Objectif et protocole	127
3.3.4 Méthodologie [Etape 1]	128
3.4 Modélisation hydrodynamique [Etape 2]	142
3.4.1 Définition des apports pour la simulation de calage	143
3.4.2 Mise en œuvre du modèle hydrodynamique	144
3.4.3 Résultats de la période 1975 – 1986	145
3.5 Conclusion et recommandations	148

CHAPITRE 4 : MODELISATION PHYSIQUE

Préambule	151
4.1 Introduction	151

4.2 Matériel et méthodes	152
4.2.1 Etude théorique	152
4.2.2 Etude expérimentale	157
4.3 Résultats et recommandations	160
CHAPITRE 5 : DYNAMIQUE DE REMPLISSAGE	
5.1 Problématique	168
5.2 Dynamique de remplissage d'une retenue	168
5.2.1 Approche liée à l'évènement	168
5.2.2 Approche non liée à l'évènement	170
5.3 Application à la retenue de Zardezas.....	176
5.3.1 Le pourcentage	177
5.3.2 Relation entre les deux volumes	178
5.3.3 Théorie des tonnages	179
5.4 Détermination du volume de sédiment lors d'un évènement	183
5.5 Méthode d'estimation de Kronfeller – Krauss	185
5.6 Recherche d'une relation entre le débit solide et débit liquide	186
5.7 Evaluation de la durée de vie d'une retenue	189
5.8 Conclusion	192
CONCLUSION	193
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	200
GLOSSAIRE	209

Liste des notations

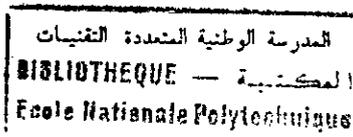
Ces notations sont utilisées dans l'ensemble du mémoire sauf indication contraire.

B	pression latérale
C	concentration du sédiment
C_0	concentration initiale
C_d	coefficient de traînée
C_s	concentration en suspension
$C(y)$	concentration à la hauteur y
d	diamètre de la particule
d_w	diamètre rapporté à la vitesse de chute médiane (d_{50})
D	taux de dépôt ou de décantation
d_{30} et d_{90}	diamètre
D_i	détachement inter – rigoles
D_r	détachement ou sédimentation dans les rigoles
D_{rc}	capacité de détachement de l'écoulement dans les rigoles
D_s	dégradation spécifique
D_x et D_y	coefficients de dispersion dans les directions x et y
E	débit d'érosion des sédiments
E_c	énergie cinétique
E_{ct}	énergie cinétique turbulente
F	facteur de floculation
F_r	force de résistance au mouvement
F_t	force tractrice du courant
g	accélération de la pesanteur

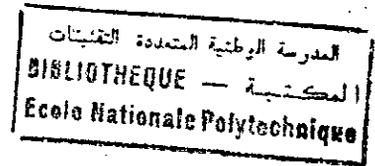
G	flux lié à la pesanteur
G'	flux lié à la turbulence
h	hauteur
I	pente
J	pertes de charge linéaires
k	constante qui dépend de la vase
K	coefficient (de frottement au fond) de Strickler
K _r	perméabilité réduite
K _s	hauteur de rugosité équivalente de Nikuradsé
K ₁	paramètre dépendant des caractéristiques du sol
l	largeur
L	longueur
P	pression
p	porosité
q	débit d'apport latéral
Q	débit
Q _s	débit solide
q _s	débit solide d'apport latéral
q _{sl}	débit solide d'apport latéral par unité de longueur de rivière
R	quantité de sédiments en suspension
R _h	rayon hydraulique
S _m	section mouillée
S ₀	stock initial maximum
t	coordonnée temporelle
T _c	capacité de transport de l'écoulement



u	vitesse selon l'axe Ox
U^*	vitesse de frottement
v	vitesse selon l'axe Oy
V	vitesse moyenne
V_{app}	volume d'apport liquide annuel
V_d	vitesse de dépôt
V_{dep}	volume de vase déposé annuellement
W_s	vitesse de chute
W_{50}	vitesse de chute du grain médian (d_{50})
x	l'abscisse longitudinale
z	cote de la surface libre
α	coefficient de proportionnalité lié à la surface du grain
β	coefficient de proportionnalité lié à l'encastrement de la particule
χ	pourcentage entre volume de vase et volume d'apport liquide
ε	taux de dissipation
γ_a	poids spécifique apparent
γ'	poids déjaugé des grains
γ_s	poids spécifique du sédiment
γ_w	poids spécifique de l'eau
κ	diffusité turbulente
μ	viscosité dynamique du fluide
ν_t	viscosité turbulente
θ	frottement adimensionnel
θ_0	frottement adimensionnel critique
ρ ou ρ_w	masse volumique de l'eau



ρ_e	masse volumique du fluide
ρ_s	masse volumique de la particule
σ_e	nombre de Schmidt
σ'	contrainte effective
τ_0	contrainte de cisaillement
$(\tau_0)_{cr}$	contrainte critique de cisaillement
τ_d	tension limite de cisaillement
τ_f	tension de cisaillement sur le fond
τ_p	contrainte de cisaillement à la paroi
τ_{sd}	contrainte critique de sédimentation
τ_y	rigidité initiale



LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 2.1: Définition des variables hydrologique	85
Figure 2.2 : Bassin versant alimentant l'oued Saf – Saf	86
Figure 2.3 : Courbes en QCX du bassin du Saf – Saf	89
Figure 2.4 : Courbes en VCX du bassin du Saf – Saf	90
Figure 2.5 : Modélisation QdF du régime des crues	91
Figure 2.6 : Exemples d'hydrogrammes de synthèse monofréquence (HSMF)	92
Figure 3.1 : Diagramme de Shields	99
Figure 3.2 : Organigramme	109
Figure 3.3 : Aspect du dépôt en régime transitoire (5 diamètres)	114
Figure 3.4 : Aspect du dépôt en régime permanent (5 diamètres)	114
Figure 3.5 : Evolution du fond d'une retenue (régime transitoire $Q_p = 1 \text{ m}^3/\text{s}$)	115
Figure 3.6 : Evolution du fond d'une retenue (régime transitoire $Q_p = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$)	116
Figure 3.7 : Sudarta (étape 1, $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant une heure)	116
Figure 3.8 : Evolution du fond d'une retenue (cas Sudarta, étape 2, $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$)	117
Figure 3.9 : Ligne d'eau (Sudarta)	117
Figure 3.10 : Profils de vitesse	118
Figure 3.11 : Hydrogrammes	118
Figure 3.12 : Section amont type	129
Figure 3.13 : Maillage initial de la retenue de Zardezas	131
Figure 3.14 : Maillage initial de la retenue de Zardezas modifié	132
Figure 3.15 : Interpolation par utilisation d'un point bas	133
Figure 3.16 : Forme intermédiaire proposée	134
Figure 3.17 : Allure de l'hydrogramme de crue selon QdF	136

Figure 3.18 : Profil en long (Crue N°1)	139
Figure 3.19 : Profil en long (Crue N°2)	140
Figure 3.20 : Profil en long (Crue N°3)	140
Figure 3.21 : Profil en long (Crue N°4)	141
Figure 3.22 : Profil en long (Crue N°5)	141
Figure 3.23 : Mesures lors de la crue du 3 novembre 1982	143
Figure 3.24 : Maillage de calcul et courbes de niveau de la topographie de 1975	145
Figure 3.25 : Profil en long du fond de la retenue	146
Figure 3.26 : Profil en travers à 1300 m en amont de la retenue	147
Figure 3.27 : Profil en travers en aval de la retenue (à 1015 m du barrage)	147
Figure 3.28 : Epaisseur de dépôts calculée entre 1975 et 1986	148
Figure 4.1 : Schéma de calcul	155
Figure 4.2 : Mise en évidence de l'interface	155
Figure 4.3 : Dispositif expérimental	159
Figure 4.4 : Position de l'interface le long du canal (écoulement bidimensionnel)	161
Figure 4.5 : Variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal	163
Figure 4.6 : La loi de la hauteur limite d'aspiration bidimensionnelle	165
Figure 4.7 : La loi de la hauteur limite d'aspiration tridimensionnelle	166
Figure 5.1 : Hydrogramme de crue selon QdF	184
Figure 5.2 : Variation du débit solide en fonction du débit liquide (Forts débits)	188
Figure 5.3 : Variation du débit solide en fonction du débit liquide (Forts débits)	188

	Page
Tableau 1.1 : Valeurs du paramètre M selon les auteurs	40
Tableau 1.2 : Répartition des pentes et précipitations	72
Tableau 1.3 : Répartition spatiale des précipitations	74
Tableau 1.4 : Précipitations mensuelles moyennes des années 1931 à 1960	75
Tableau 1.5 : Comparaison des flux moyens des trois pays du Maghreb	77
Tableau 1.6 : Comparaison des ressources en eau entre régions en Algérie	77
Tableau 1.7 : L'état d'envasement des barrages en exploitation en Algérie	79
Tableau 2.1 : Quantiles de crues de débit moyen modélisés	92
Tableau 2.2 : Quantiles de crues de débit seuil dépassé modélisés	93
Tableau 3.1 : Loi de tarage	135
Tableau 3.2 : Caractéristiques des différentes crues simulées	135
Tableau 3.3 : Caractéristiques des événements de crue simulés (étape 2)	142
Tableau 5.1 : Variation du rapport volume d'apport liquide sur le volume de vase	177
Tableau 5.2 : Valeurs des volumes de sédiments estimés par la formule de Fournier.....	180
Tableau 5.3 : Variation de la concentration moyenne durant la période 1975 – 1986	182
Tableau 5.4 : Corrélation entre débit solide et débit liquide	187

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Le transport de sédiments par un champ fluide est sans doute le domaine de l'hydraulique le plus mal connu ; si Saint – Venant a pu, il y a un siècle, établir les fameuses équations faisant toujours autorité dans la modélisation hydraulique, il n'existe encore rien d'équivalent en transport solide.

La plupart des lois de transport solide applicable en rivière ont été établies en canaux expérimentaux en régime uniforme (Herouin E, 1998). Or la morphologie d'un cours d'eau naturel est rarement uniforme. Elle est fréquemment constituée d'alternances de zones peu profondes : les radiers et de zones plus profondes : les mouilles. Dans une telle morphologie, l'écoulement n'est jamais uniforme. D'autre part, les débits liquides peuvent varier rapidement lors de crues, ce qui constitue une source de non – uniformité de l'écoulement.

Laissées à leur cours d'eau naturel, les rivières transportent progressivement jusqu'à la mer des quantités importantes de sédiments arrachés aux versants par le ruissellement des eaux de pluie.

En aménageant les rivières, l'homme modifie le transit naturel des sédiments. En particulier, ceux – ci sont piégés dans les eaux calmes des retenues. Ce phénomène est particulièrement intense dans les régions à climat sec et aride où les précipitations sont irrégulières et sous fortes averses. C'est ainsi que se comblent progressivement les retenues. A terme, cela compromet leur bon fonctionnement et leur rentabilité.

La détermination du seuil de mise en mouvement des matériaux du lit et des débits solides y transitant est importante pour plusieurs raisons. Ces paramètres conditionnent l'évolution morphologique des cours d'eau par l'équilibre entre les apports solides amont et la capacité de transport associé au régime hydrologique des cours d'eau.

Les mouvements sédimentaires dans les retenues, sont régis par l'action de frottement exercée par ces courants sur le fond. On distingue trois phases (Maurel F, 1996):

Phase d'érosion :

Lorsque le frottement de fond est supérieur à une certaine valeur critique qui caractérise la résistance du lit de sédiments, les particules sédimentaires sont arrachées et il y a mouvement des grains.

Phase de transport :

Les particules sont ensuite transportées soit en suspension, soit par charriage par les courants. On dit que les particules sont charriées lorsqu'elles progressent par glissement, roulement ou petits bonds successifs (saltation) à la surface du lit. Ce mode de transport affecte principalement les sédiments grossiers non cohésifs. Dans le cas des sédiments fins qui nous intéressent, le transport s'effectue principalement en suspension, c'est à dire que les particules sédimentaires suivent l'écoulement avec une vitesse relative égale à la vitesse de chute.

Phase de dépôt :

Dans les zones calmes, la turbulence porte moins facilement les particules fines. Elles se déposent plus rapidement. Tant que les concentrations ne sont pas trop élevées, ces particules auront tendance à se flocculer, ce qui accentue leur décantation. Pour les très fortes concentrations, la turbulence est complètement réduite et il n'y a plus de flocculation, par contre la proximité des particules entraîne la formation d'agrégat. lorsque le frottement est inférieur à une certaine valeur limite qu'on appelle, par analogie avec la phase d'érosion, valeur critique de sédimentation, les agrégats vont pouvoir se former et adhérer au lit.

Cependant, les mécanismes sédimentaires qui gouvernent les phénomènes d'arrachement et de dépôt à l'interface entre le lit sédimentaire et le courant sont encore mal connus. Cela est dû à la complexité des interactions entre le courant et les sédiments en suspension, ainsi que le courant et le lit sédimentaire. A ce stade, il existe deux approches, une approche mécanique

des sols (Mignot, Parzonka,...) qui ne sera pas abordée dans le cadre de cette thèse et une approche dans celui de la mécanique des fluides (Ramez P, 1995).

Le travail que nous présentons, est une approche globale du transport solide, qui traite essentiellement de la production et du transfert des sédiments à toutes les échelles du bassin versant. Nous avons structuré le travail en cinq parties.

Dans le premier chapitre, une étude bibliographique cadrant le sujet et rassemble les éléments utilisés par la suite, ce chapitre traite deux volets qui sont : la description générale de l'envasement des retenues et les mécanismes du transport solide. Il constitue l'état de l'art de la modélisation numérique du transport solide. Le deuxième volet expose le contexte général de la sédimentation des retenues en Algérie.

Dans le deuxième chapitre, l'étude hydrologique sur le bassin versant de Saf Saf par application de la méthode QdF (débit durée fréquence). Cette méthode présentée est celle mise au point et utilisée par le Cemagref. Elle reste actuelle dans le domaine de l'hydrologie de synthèse. Ce volet hydrologique représente une phase assez importante pour l'étude du cycle sédimentaire d'un bassin versant en question. Notre travail a été d'adopter cette méthodologie hydrologique (QdF) pour déterminer les données nécessaires à l'élaboration du modèle convoité.

Dans le troisième chapitre, nous proposons la construction d'un modèle numérique élaboré à partir des données de terrain, destiné à prédire la formation et l'évolution de dépôts de fines à l'amont d'un barrage. Ce travail a nécessité d'une part une étude exhaustive de

toutes les méthodes de calcul existantes, et d'autre part une analyse critique des mesures disponibles et de leur fiabilité. Ce modèle objective les réponses aux questions suivantes:

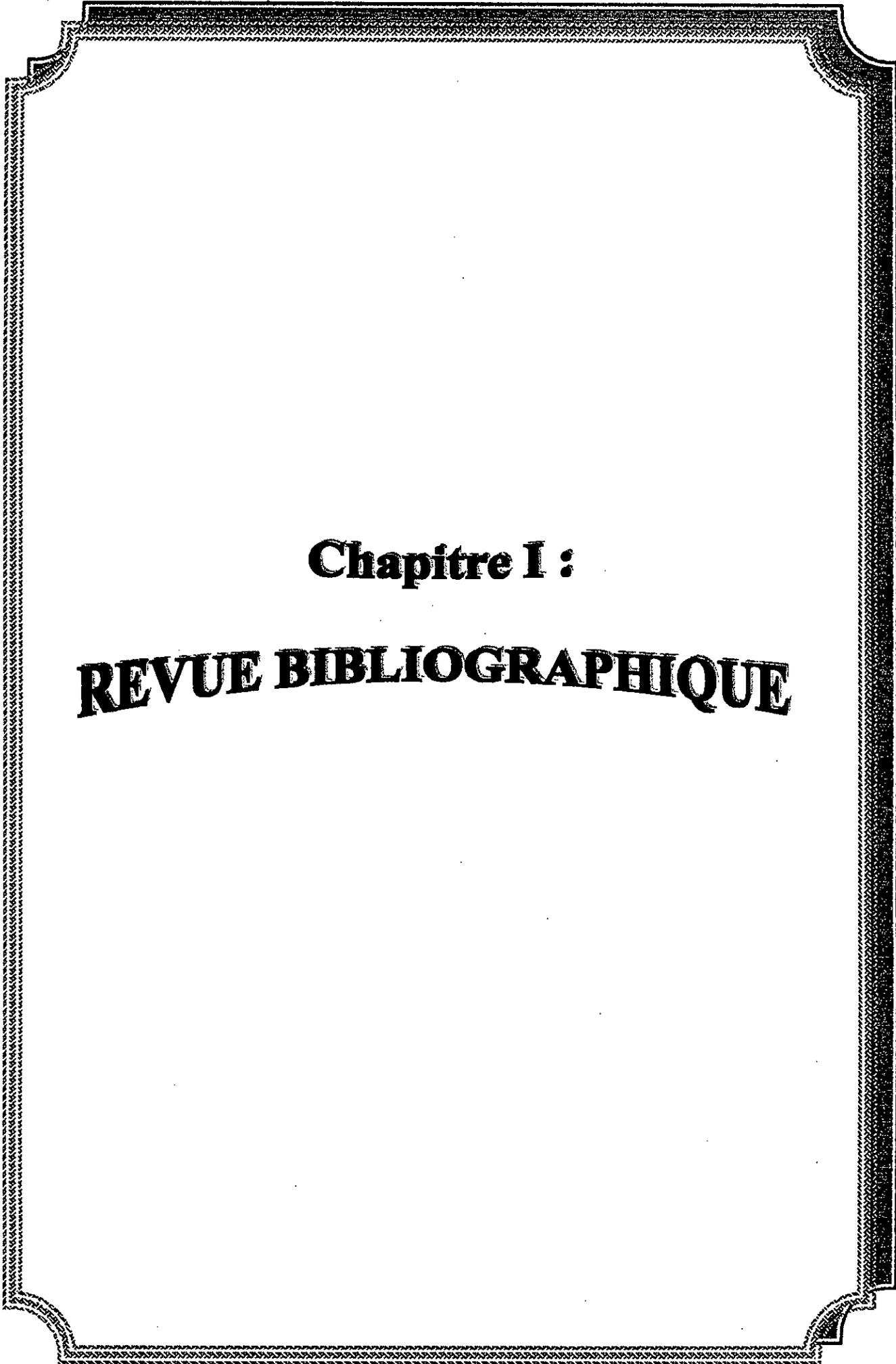
1. apporter une réponse opérationnelle pour des retenues en phase d'envasement. Tout en permettant à tout moment de connaître quantitativement les dépôts, et de permettre de comparer des stratégies de gestion dans un avenir incertain.
2. Etre adaptable y compris pour des retenues où très peu de paramètres sont connus. Ceci est le cas de l'essentiel des retenues algériennes.
3. Prendre en compte de manière suffisamment souple les échanges entre les particules en suspension et le fond.

Notre choix a porté sur un modèle bidimensionnel horizontal donnant un champ de vitesses. Ce dernier permet de déterminer la localisation des dépôts dès qu'un terme d'échange avec le fond est défini en tout point du fond de la retenue.

Dans le quatrième chapitre, nous avons analysé le phénomène de soutirage par orifice de deux liquides superposés de densités différentes. Son étude comporte deux volets, le premier tente théoriquement de trouver la loi reliant le débit, les densités et la hauteur limite d'aspiration lors du soutirage sélectif. Le deuxième volet consiste à trouver expérimentalement que l'aspiration sélective de la couche d'eau salée par un orifice ou une fente sans l'introduction de l'eau claire est possible. Les résultats ont aboutis à l'élaboration d'une loi d'aspiration. En d'autres termes, il sera très bénéfique de soutirer par les vannes de fond du barrage la couche d'eau turbide sans aspirer la couche d'eau claire, ce qui constituera une solution au problème d'envasement des retenues de barrages en Algérie.

Dans le cinquième chapitre, sont rassemblés toutes les données concernant la retenue de Zardezas. La problématique de remplissage d'une retenue avec deux approches différentes : la première est basée sur les valeurs moyennes et la seconde plus fine, se consacre à l'événement unitaire mobilisateur (crue). Un essai d'établissement d'une relation débit liquide et débit solide est tenté, pour enfin évaluer le volume de vase déposé durant une période et la durée de vie de cette dernière.

La conclusion générale et recommandations constituent la synthèse des principaux résultats.



Chapitre I :

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Description générale de l'envasement des retenues

1.1.1 Les apports solides aux retenues :

Les eaux des cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes : par charriage et en suspension. Le charriage est un transport de fond par roulement ou saltation qui intéresse les matériaux grossiers (sables, graviers et galets). Le transport en suspension intéresse les sédiments fins (sables fins, silts et argiles).

Ces matières solides proviennent essentiellement de l'érosion des bassins versants due au ruissellement des eaux de pluie. On comprend donc que les matières solides ne sont pas apportées de façon continue toute l'année mais essentiellement lors des crues.

Les concentrations d'éléments en suspension des rivières algériennes sont en moyenne de l'ordre de 100-600g/l, avec des concentrations locales allant jusqu'à 1300g/l. On observe alors un écoulement stratifié, newtonien en haut et non-newtonien en bas. Ces fortes concentrations peuvent causer l'apparition des courants de densité dans les retenues.

C'est en négligeant cette remarque qu'on a parfois sous-estimé l'envasement par le passé. La sédimentation dans les retenues est due au piégeage de ces sédiments de rivière dans les eaux calmes.

Le mécanisme de l'alluvionnement des retenues revêt des formes assez diverses en raison de la multiplicité des types de retenue.

1.1.2 Mécanisme de l'envasement :

Nous considérons une retenue de forme simple et de topographie régulière, exploitée à niveau haut constamment (Lefort P, 1995).

1.1.2.1 Comportement des sédiments grossiers :

Les eaux de la rivière arrivant dans les eaux claires de la retenue sont freinés dans la zone du remous, qu'on peut en général caractériser par la présence d'objets flottants. Elles perdent

là leurs matériaux grossiers, qui vont former un delta en queue de retenue. Ce delta, de surface limitée mais de hauteur relativement grande, présente une pente raide (talus naturel des sédiments) lié à l'angle de frottement interne du matériau, à sa limite aval, plus douce à sa surface. Il s'étend en amont, et avance vers le barrage avec le temps au fur et à mesure des apports.

1.1.2.2 Comportement des sédiments fins :

Dans la zone de remous, les eaux turbides entrant dans la retenue forment avec les eaux claires de celles – ci un front plus ou moins net et plus ou moins vertical. Duquennois distingue deux cas :

1. Si l'écoulement amont est torrentiel, les eaux chargées plongent au fond de la retenue et s'y écoulent sous la forme d'un courant de turbidité, de densité supérieure à celle des eaux claires. Le débit de ce courant de densité est supérieur au débit entrant en raison de la dilution dans la zone du remous qui est fortement turbulente.
2. Si l'écoulement amont est fluvial, il y a toujours une tendance à l'écoulement des eaux au pied du front, avec contre – courant d'eau claire à la surface. Mais il ne se forme un véritable courant de densité que pour des débits et concentrations des apports suffisamment élevés. Si ce n'est pas le cas et que les apports et les eaux du lac sont à des températures voisines, le front est discontinu, sujet à des fluctuations importantes. L'écoulement amont se disperse alors plus ou moins dans la retenue.

Par la suite, les sédiments fins peuvent donc se comporter de deux façons :

- Si un courant de densité s'est formé, il peut sous certaines conditions hydrauliques, s'écouler au fond de la retenue (dans l'ancien lit de la rivière) et transporter les vases

jusqu'au pied du barrage. Elles s'y accumulent en l'absence de soutirage de fond, en formant un lac de vase d'un volume qui peut être très important.

Dans le lac de vase, les particules sédimentent et les couches les plus profondes sont les plus chargées. Les nouveaux apports en eaux chargées se comportent donc comme un courant de densité intermédiaire (« interflow »), et leur régime tend à devenir laminaire.

Tant que la rigidité des dépôts est insuffisante, un écoulement laminaire persiste dans le lac de boue vers le barrage car la consolidation intéresse des couches plus épaisses à son voisinage.

- Si le courant de densité ne s'est pas formé, les sédiments fins sont tributaires de la gravité, de la turbulence et des écoulements dans la retenue. Les particules argileuses, de taille inférieure à 2 microns, ont une vitesse de chute très faible à l'état individuel qui les empêcherait de sédimenter. Mais en général, la salinité des eaux lacustres est suffisante (0.5g/l) pour produire la floculation de ces particules. Les flocons ainsi formés ont une vitesse de chute beaucoup plus importante (0.1 mm/s) et décantent aussi rapidement que les silts.

Une fois déposées au fond, les vases sont susceptibles de former des coulées boueuses vers les parties les plus basses de la retenue. Lorsqu'elles sont stabilisées, et en l'absence de mouvements importants dans la retenue, les dépôts vont se consolider, en se débarrassant de leur eau intersticielle.

1.1.3 Influence des différentes caractéristiques des retenues

1.1.3.1 Influence du taux de renouvellement de la retenue

Le taux de renouvellement de la retenue a une importance essentielle pour le mécanisme de l'envasement. Tout d'abord, il détermine le pourcentage des sédiments entrant dans la retenue qui y seront piégés, appelée « efficacité de piégeage » (« trap efficiency »). Une étude faite par Brune sur 44 réservoirs américains, montre que les grands réservoirs retiennent 100% des sédiments en l'absence de dispositions particulières. Le piégeage des sédiments fins est moins important. D'autre part, les « grandes retenues », au renouvellement faible, sont soumises aux mécanismes décrits précédemment. Par contre, les « petites retenues » sont beaucoup plus brassées, et les phénomènes ne sont pas aussi distincts. Les courants de densité en sont absents.

1.1.3.2 Influence de la topographie

La topographie de la retenue modifie l'envasement en modifiant les conditions d'écoulement des courants. Cet effet, bien que peu étudié et difficile à quantifier, est probablement déterminant pour la localisation des dépôts.

En général, plus la forme de la retenue est tortueuse, plus l'envasement se déplace vers l'amont. Les élargissements brusques de vallées sont des zones de dépôt et de disparition des courants de densité.

Pour la même raison, le resserrement des vallées qu'on observe souvent au barrage déplace l'alluvionnement vers l'amont. D'autre part, pour les retenues de basse chute sinueuses, les méandres créent des zones d'eaux calmes qui favorisent les dépôts.

1.1.3.3 Influence du mode d'exploitation du réservoir

Le marnage, s'il est important, peut avoir essentiellement deux effets :

1. D'une part la remise en mouvement de sédiments dans la partie découverte de la retenue, où la rivière va en général retrouver son lit d'origine, ou en tout cas divaguer en creusant son chenal parmi les alluvions précédemment déposées. De plus des talus glissent, soit du fait de l'érosion due au rétablissement du cours d'eau, soit simplement parce que les pentes d'équilibre des talus sont plus faibles hors d'eau.
2. D'autre part, dans la partie de la retenue restant immergée, la baisse des pressions intersticielles provoque des ruptures d'équilibre des sédiments déposés qui peuvent se manifester par des coulées boueuses ou des glissements de talus selon leur état de consolidation.

L'exploitation de la retenue à niveau bas déplace d'autant vers l'aval l'ensemble de l'alluvionnement. Ceci explique que dans la pratique, on n'observe pas toujours un classement granulométrique régulier en fonction de la distance au barrage, même pour les grandes retenues.

1.1.3.4 Présence d'affluents

Des affluents se jetant dans le lac de retenue perturbent parfois le mécanisme classique d'envasement, notamment s'ils sont eux – mêmes chargés en matières en suspension. Cette présence d'affluents peut être responsable d'une partie importante des alluvions au voisinage du barrage.

1.1.3.5 Présence de végétation

La végétation existant en fond de retenue peut retenir une grande partie des sédiments. De plus, elle accélère la consolidation des argiles par drainage naturel. La présence de forêts entières submergées empêche probablement le maintien de tout courant de densité en raison de la « rugosité » artificielle très importante.

1.1.3.6 Influence de la stratification des retenues

La stratification thermique d'été de très grandes retenues est susceptible de transformer les « inderflow » en « interflow » dans le cas d'arrivée d'eaux chaudes turbides dont la densité serait intermédiaire entre les eaux denses du fond et les eaux moins denses de surface.

Il faut toutefois noter que ce cas ne peut être qu'exceptionnel, car les périodes de stratification thermique ne sont, en général, pas celles des transports de sédiments importants et de plus, les écarts de densité dus à la concentration en matériaux fins sont généralement supérieurs à ceux dus aux écarts de température (un écart de 20°C correspond à une variation de masse volumique de 2g/l seulement).

1.2 Mécanisme du transport solide

1.2.1 Généralités :

On peut caractériser le transport solide des alluvions dans le lit des cours d'eau, appelé également entraînement des matériaux, de deux façons distinctes (Lefort P, 1995) :

1. Par le rapport entre le mouvement du matériau et le mouvement de l'eau : ce rapport définit le type de transport.
2. Par la composition du matériau : cette composition n'est qu'un paramètre du transport parmi beaucoup d'autres. Ainsi un matériau d'un diamètre donné aura, à une pente donnée, un comportement similaire à celui d'un matériau plus fin à une pente plus faible.

1.2.2 Typologie dans le transport solide :

Deux points de vue peuvent être utilisés pour caractériser la relation entre le mouvement de l'eau et le mouvement du matériau.

- L'approche traditionnelle en France distingue transport par charriage et transport en suspension.

- L'approche, plutôt anglo-saxonne, caractérise le transport en fonction de son impact sur la morphologie de la rivière.

1.2.2.1 Charriage et suspension :

- **Le charriage**

Considérons un canal ou une rivière où l'écoulement à surface libre s'effectue suivant un régime uniforme. Cet écoulement s'effectuera par définition suivant la pente I du canal : la perte de charge par unité de longueur sera égale à I .

Cette action sur le fond détermine une réaction de ce fond égale et de sens opposé : une tension tangentielle τ , force par unité de surface et donc équivalente à une pression, s'exerce au contact fluide - fond. Cette force est dirigée :

- Dans le sens contraire de l'écoulement si l'on considère la force exercée par le fond sur le fluide.
- Dans le sens de l'écoulement si l'on considère la force exercée par le fluide sur le fond.

Si le fond est constitué de matériaux mobilisables sous l'action d'une force, on conçoit que l'action du courant puisse provoquer leur arrachement et leur entraînement.

Mais on voit déjà que le mode d'arrachement conduit à deux sortes de phénomènes :

- Si le matériau offre une cohésion, la force nécessaire à l'arrachement sera supérieure à la force nécessaire à l'entraînement.
- Si le matériau n'offre pas de cohésion, force d'arrachement et force d'entraînement sont du même ordre de grandeur.

Le charriage est ce transport sur le fond d'un matériau non cohésif.

-
-

- **La suspension**

Considérons une particule solide placée dans un volume d'eau « entre deux eaux ». Sous l'action de son poids et en liquide au repos, elle tombera au fond avec une vitesse de chute W , fonction du diamètre et de la viscosité de l'eau.

Si elle se situe dans un courant et que l'écoulement soit turbulent, il est possible que la composante turbulente de la vitesse, dirigée vers le haut, soit supérieure à la vitesse de chute W .

Dans ce cas, la particule solide sera transportée vers le haut durant un certain temps.

Une particule solide placée dans un écoulement turbulent subit dans ce mouvement des impulsions nombreuses de signe et d'intensité variable : de cette façon, on aura transport en suspension d'une certaine quantité de matière.

Les paramètres principaux du transport en suspension sont :

1. La turbulence
2. La vitesse de chute.

1.2.2.2 Transport solide total et transport solide partiel

Pour caractériser le transport solide, les anglo-saxons utilisent les notions de :

Bed materiel load :

Ce terme désigne le transport des matériaux du lit, que ce transport s'effectue par charriage seul ou par charriage et suspension de façon simultanée ; les formules de transport qui sont établies pour ce mode de transport additionnent généralement volume de charriage et volume en suspension.

Washload :

Il s'agit des matériaux dont la composition est plus fine que celle des matériaux constituant le lit : de ce fait, ils sont transportés sans que ce transport se fasse en interaction

avec les matériaux du lit ; la quantité transportée est insuffisante pour altérer le milieu support.

Le « washload » est en général un transport en suspension pouvant subir des variations de concentration énorme sans action sur la morphologie du lit : à cet égard, son comportement ne diffère que peu du comportement d'un traceur quelconque, sel dissous ou polluant.

Mais, la notion de « washload » peut correspondre à un transport par charriage d'éléments fins, dès lors que ce transport n'a aucun impact sur la morphologie du lit : il peut en être ainsi pour des transports de sable et gravier dans les torrents à forte pente.

On remarquera que la distinction faite dépend davantage des caractères de l'écoulement que des dimensions du matériau : une modification de ces caractères peut modifier le type de transport d'un matériau donné.

L'exemple le plus important est celui de la décantation dans les retenues des matériaux fins :

- Washload, dans les cours d'eau amont et dans la queue de retenue.
- Bed material load, dans la retenue elle-même, avec pourtant le même matériau qu'en amont.

1.3 Analyse de la production et du transfert des sédiments

1.3.1 Généralités :

Soit un bassin versant donné, nous pouvons distinguer sa structure selon les deux entités suivantes (Ramez P, 1995):

- Une structure surfacique (éléments de versants)
- Une structure linéaire (réseau hydrographique).

Le fonctionnement de ce bassin versant doit être également distingué selon les deux mécanismes de base suivants :

- Un facteur de production.
- Un facteur de transfert.

Le facteur de production est surtout lié à la structure surfacique, alors que le facteur de transfert est essentiellement lié à la structure linéaire.

Cette représentation schématique du bassin versant, dans laquelle il est possible d'associer deux types de structure à deux types de mécanisme est applicable aux phénomènes de ruissellement, d'érosion et de pollution, qui de surcroît sont intimement liés.

L'interaction entre ces trois phénomènes est fonction de l'échelle à laquelle on se place dans le bassin versant. Nous pouvons, en effet, faire remonter le réseau hydrographique jusqu'à la plus petite ravine alimentée de façon éphémère par un élément de parcelle sensible ou non à l'érosion. Nous pouvons également nous placer à l'exutoire de l'émissaire principal.

Si nous considérons alors le coefficient de restitution comme représentant la capacité d'un élément (eau, sédiment, polluant) à être transporté de son point de production à la parcelle jusqu'en point du réseau hydrographique (Walling, 1983), nous constatons que sa valeur est très variable selon l'échelle à laquelle nous nous plaçons. Cette valeur dépend essentiellement de la distance qui sépare le point de production du point de transit dans l'émissaire et du nombre de zones de stockage ou d'atterrissement (naturelles ou artificielles) qui existent entre ces deux points.

La variation du coefficient de restitution, associé à ce facteur d'échelle, est différente selon qu'on s'intéresse au transit de l'eau, des sédiments ou des polluants.

Une partie de l'eau apportée par les pluies s'infiltré à la parcelle, le reste ruisselle et alimente chacun des émissaires du réseau hydrographique. Au cours de ce transit, les ruissellements rencontrent des zones de stockage, qui en diminuent quelque peu les volumes par évapotranspiration et infiltration (si les durées sont suffisamment longues), mais surtout qui retardent le transfert plus en aval.

Des émergences de nappe peuvent également influencer les volumes ruisselés qui transitent en un point. La variation du coefficient de restitution des écoulements liquides (assimilable au coefficient de ruissellement), est donc relativement faible, tout au moins pour une échelle de temps suffisamment longue.

En ce qui concerne les sédiments, dont l'érosion résulte de la mobilisation et du transport des particules de sol par les précipitations et les ruissellements, les phénomènes de stockage – déstockage sont prépondérants et s'effectuent sur des durées infiniment plus longues que dans le cas précédent. Ainsi, le coefficient de restitution, qui est proche de 100% au niveau de la plus petite ravine alimentée par un élément de parcelle, ne vaut plus que quelques % à l'exutoire de l'émissaire principal. Cette variation est aussi très sensible à l'hétérogénéité du bassin versant accentué par la fragilisation de certaines zones.

1.3.2 Différents types d'érosion dans le bassin versant

Les processus d'arrachement et de transit de particules solides sont différents selon qu'on envisage les structures surfaciques ou les structures linéaires. Ceci nous amène à distinguer deux types d'érosion : l'érosion aréolaire et l'érosion linéaire.

1.3.2.1 Erosion aréolaire

Ce type d'érosion se produit sur la totalité d'un versant. L'analyse des processus qui contrôlent ce type d'érosion nous permet de distinguer les forces érosives, d'autant plus

importantes que la pente et la longueur de pente sont grandes, que le taux d'humidité du sol est élevé et que l'intensité de la pluie est forte, des forces résistantes à l'érosion, essentiellement liées à la texture du sol (cohésion et granulométrie) et au couvert végétal. L'équilibre de ces forces est influencé par les pratiques culturales (désherbage chimique, labours et griffage,...) et par l'occupation du sol.

A partir des très nombreuses publications sur les mécanismes du ruissellement et de l'érosion à la parcelle (Auzet 1987, Gril et Duvoux 1991), nous proposons une description très simplifiée de l'ensemble des phénomènes qui peuvent apparaître sur la surface d'un versant lors des précipitations.

Tout d'abord, les gouttes de pluie brisent les mottes de terre et projettent les particules désagrégées en tous sens. Ce mécanisme, appelé « effet splash », qui dépend de la structure de la pluie (taille et vitesse de chute des gouttes), réduit la perméabilité du sol par effet de battance.

Si l'intensité de l'événement pluvieux est suffisante et si le taux d'humidité du sol est assez élevé, alors le ruissellement de surface qui apparaît est capable de mobiliser une fraction des particules détachées sur une grande distance.

La lame d'eau, ainsi chargée en micro - rigoles, tracées généralement en travers de la pente et correspondant aux lignes de semis ou aux incisions continues provoquées par le passage des engins agricoles.

Lorsque ces petites barrières à l'écoulement de surface sont franchies par débordement, elles s'effacent et le ruissellement suit à nouveau la pente naturelle. Cette érosion en nappe est la première forme de l'érosion aréolaire.

Parallèlement à ce phénomène et en fonction des discontinuités microtopographiques du

terrain, une partie de ces écoulements en nappe peut se concentrer dans des rigoles plus marquées, orientées alors dans le sens de la pente.

Leur tracé restera rectiligne si le modèle cultural suit lui-même la pente naturelle ou s'il est suffisamment creusé pour qu'il n'y ait pas débordement. Ce sont, en fait, ces très nombreux petits ruisselets qui permettent à la plupart des grains, détachés et véhiculés par les mécanismes précédents, de transiter jusqu'au bas des pentes.

Si l'événement pluvieux est très intense, le rapport de restitution des sédiments produits dans les zones inter-rigoles et qui alimentent le chevelu de l'ensemble des rigoles est alors de 100%.

De plus, si la longueur des écoulements concentrés est suffisamment grande, alors ils se chargent aussi en éléments plus grossiers, pendant leur phase de creusement, jusqu'à ce que la capacité de transport de ce mélange granulométrique soit atteinte.

Cette deuxième forme de l'érosion aréolaire est appelée érosion en rigoles.

Les contraintes topographiques imposées en bas de pente et la discontinuité marquée par l'émissaire drainant l'ensemble du versant réduisent la capacité de transport des dernières rigoles, qui déposent alors une partie des éléments les plus grossiers qu'elles véhiculaient.

De même, les particules transférées directement dans cette zone par les érosions en nappe ont tendance à sédimenter, si bien que seuls les grains très fins franchiront cette barrière de colluvions lors d'événements suffisamment intenses pour alimenter l'émissaire récepteur.

Le rapport de restitution des sédiments produits par l'érosion aréolaire des versants et qui alimentent l'amont du réseau hydrographique est donc déjà inférieur à 100%.

L'essentiel de cette description se résume en trois points :

1. L'érosion aréolaire est la réponse de mécanismes complexes où les facteurs de production et de transfert sont intimement liés.
2. Elle dépend des caractéristiques des pluies, mais aussi des caractéristiques du sol (granulométrie, humidité initiale, teneur en matières organiques) et des caractéristiques de la surface (inclinaison, longueur et forme de la pente, rugosité, couverture végétale) ; elle est donc difficile à mesurer globalement.
3. Le produit de l'érosion aréolaire transféré directement dans le réseau hydrographique représente un certain débit solide relié aux variables agronomiques, pédologiques et climatiques du bassin versant, constitué de particules très fines, cohésives et éventuellement porteuses de polluants chimiques ou organiques, et dont la valeur est limitée par un coefficient de restitution dépendant des conditions locales et de l'intensité des événements.

1.3.3.2 Erosion linéaire

Cette forme d'érosion apparaît dans les dépressions naturelles, c'est à dire l'intersection de deux plans de versant, et se propage jusqu'au fond des vallées à travers le réseau hydrographique.

Cette érosion contrôle l'évolution de tous les chenaux qu'elle rencontre et assure la continuité du transfert des sédiments produits dans tout le bassin versant jusqu'à la mer. L'écoulement liquide est concentré dans le lit des talwegs et persiste même après l'arrêt de la pluie.

Les paramètres hydrauliques (vitesse et tirant d'eau) de cet écoulement sont définis grâce aux lois de frottement, à partir de la valeur du débit liquide (obtenue par transformation des pluies en débits), de sa concentration en éléments fins, des caractéristiques géométriques du lit et des caractéristiques granulométriques des matériaux en place.

La connaissance de ces paramètres permet de déterminer la force tractrice qui agit sur les grains du substrat et qui représente l'ensemble des forces érosives.

Ces forces, considérablement supérieures à celles qui contrôlent l'érosion aréolaire, permettent de mobiliser des grains de diamètre élevé.

La capacité des chenaux à gérer les sédiments de leur substrat, qui dépend du volume et des caractéristiques des apports liquides et solides provenant de l'amont, est limitée par les lois de la dynamique fluviale.

1.3.3 Différents types de transport dans le réseau hydrographique

Au niveau de chaque émissaire, le débit solide total est égal à la somme de deux débits solides (Mitci 1974).

1.3.3.1 Le débit en matériaux du lit

Ce débit est composé uniquement d'éléments du fond et des berges du lit mineur. Il permet à ce lit de se façonner et de gérer sa propre dynamique. La phase en suspension contribue à engraisser les alluvions du lit de débordement.

La valeur de ce débit est limitée par la capacité de transport qui, elle-même, dépend des caractéristiques géométriques, hydrauliques et granulométriques du bief considéré.

Les échanges qui s'établissent entre le substrat en place et les éléments provenant de l'amont sont donc contrôlés par l'interaction entre l'évolution du lit mineur et les débits liquide et solide qu'il peut faire transiter. L'hypothèse de base qui conditionne ce raisonnement est que, pour un débit liquide donné, la granulométrie du substrat en place et celle du débit solide fourni est strictement la même.

1.3.3.2 Le débit des fines maintenues en suspension

Ce débit est composé de grains dont le diamètre est inférieur au plus petit grain de surface du lit mineur, qui se propage en auto - suspension dans ce lit, mais qui contribue à engraisser les alluvions du lit de débordement. Ce débit n'est donc pas limité par les lois définissant

l'évolution du lit mineur, par contre son transit dans le réseau hydrographique est intimement lié à la dynamique des crues et à l'effet des discontinuités sur les processus de débordement.

La distinction entre ces deux débits solides peut être ramenée à la détermination du diamètre maximum des particules maintenues toujours en suspension, dont la valeur dépend des paramètres hydrauliques de l'écoulement liquide et du taux de matières en suspension qu'il contient.

Ainsi, pour un écoulement permanent établi, c'est à dire soutenu suffisamment longtemps pour que le substrat en place atteigne un certain équilibre, nous pouvons distinguer les grains qui alimentent le débit des fines maintenues en suspension, de ceux qui participent aux échanges avec le fond.

De plus, si l'écoulement est assez fort pour ne pas permettre aux très petites particules de sédimenter, mais assez faible pour ne pas provoquer un décapage des sédiments fins provenant du substrat, alors nous pouvons même assimiler le débit des fines maintenues en suspension aux seuls éléments transférés par les structures surfaciques du bassin versant, et le débit en matériaux du lit aux seuls matériaux gérés par les structures linéaires du réseau hydrographique. Ces conditions sont en général vérifiées au niveau de l'émissaire principal pour des écoulements en régime.

Par contre, à la montée d'une crue importante, des grains appartenant auparavant au substrat du lit mineur peuvent localement alimenter le débit des fines maintenues en suspension. Inversement, lors de la décrue, des particules cohésives habituellement maintenues en suspension peuvent être piégées dans les dépôts qui se constituent. Ce phénomène est accentué si le taux des MES deviennent très élevés, ce qui est souvent le cas pour des raisons d'hystérésis. Les pics de MES apparaissent généralement à la décrue, s'il s'agit de la phase différée, et pas forcément s'il s'agit de la phase directe (à l'amont par exemple).

Ces mécanismes complexes, où l'interaction entre tous les sédiments du bassin versant entraîne un piégeage de toutes les classes granulométriques dans le substrat des émissaires, sont aussi influencés par les échanges qui s'établissent entre le lit mineur et la plaine d'inondation lors des débordements.

D'une manière générale, pour analyser les processus de production et de transfert de sédiments à l'échelle du bassin versant, il est nécessaire de tenir compte de la dynamique des crues et du fonctionnement des discontinuités.

1.3.3.3 Effet des discontinuités

Le transport solide est un phénomène discontinu dans le temps et dans l'espace, et ceci à tous les niveaux :

1. Au niveau des versants, les discontinuités de topographie créent une succession de barrières (cuvettes, micro - rigoles en travers de la pente, talus, haies, fourrières,...) dans lesquelles, les sédiments arrachés et véhiculés par ruissellement sont temporairement ou définitivement bloqués. Les variations de rugosité du sol et les phénomènes d'évaporation et d'infiltration accentuent l'effet de ces discontinuités et ne permettent qu'un entraînement sporadique.
2. Dans les émissaires récepteurs, les forces tractrices (moteur du transport de sédiments) varient dans l'espace (discontinuités géométriques) et dans le temps (crues et étiages). Ces variations conduisent à un entraînement discontinu des sédiments dans les différents chenaux (éphémères ou permanents).
3. La zone de colluvionnement, assurant un transfert direct des particules fines arrachées sur les versants dans le réseau hydrographique, peut présenter de nombreuses discontinuités locales (brèches, fossés de drainage, glissements de terrain,...) et entraîner des coulées de terre, éventuellement porteuses d'éléments grossiers, dans l'émissaire récepteur. De même à l'intersection des différentes branches du réseau hydrographique des apports locaux

importants peuvent générer des cônes de déjection. Dans les deux cas, le chenal concerné cherchera à éliminer ce surplus de sédiments lors des fortes crues et à le transférer au prochain confluent, cette zone de dépôt sera chassée plus en aval et ceci jusqu'à l'émissaire principal.

4. Au niveau des zones de débordement, de nombreuses discontinuités naturelles ou artificielles (lits multiples, lits composés, zones de stockage – déstockage, digues, ouvrages hydrauliques,...) perturbent ou facilitent les transferts liquides et solides entre les différents lits et la plaine d'inondation pendant les crues. C'est justement la gestion de toutes ces discontinuités pendant les événements de crue, qui permet aux substrats des lits mineurs et des lits de débordement de se constituer à travers le mélange granulométrique de tous les sédiments produits dans le bassin versant.

1.4 Dépôt et consolidation

Nous avons vu que les sédiments apportés en suspension par une rivière sont susceptibles de se disperser plus ou moins dans les eaux de la retenue. Ils peuvent soit se décanter et y rester, soit simplement y transiter en suspension avant d'être évacués, selon les conditions d'écoulement de la retenue.

Il importe de connaître les paramètres caractérisant les sédiments ainsi que les conditions de dépôt de ces sédiments.

1.4.1 Paramètres caractérisant les sédiments

1.4.1.1 La contrainte de cisaillement à la paroi :

Elle exprime la force de frottement par unité de surface agissant tangentiellement sur la paroi. Sa valeur moyenne τ_0 est donnée par l'expression (Lefort P, 1995):

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot J \quad (1.1)$$

ρ : masse volumique du fluide

g : accélération de la pesanteur

R_H : rayon hydraulique

J : perte de charge linéaire

Ce résultat s'obtient en exprimant que l'énergie potentielle de gravité est dissipée pour vaincre les forces de frottement sur la paroi.

1.4.1.2 La vitesse de frottement La vitesse de frottement est généralement définie par l'expression:

$$U^* = (\tau_p / \rho)^{1/2} \quad (1.2)$$

τ_p : contrainte de cisaillement à la paroi.

Pour Midoux[1985], elle correspond à une vitesse fictive de fluctuation turbulente au contact de la paroi.

1.4.1.3 Le diamètre des particules élémentaires :

Pour les sédiments non cohésifs, le diamètre est représentatif des forces d'entraînement et d'inertie agissant sur les particules élémentaires. Mais les sédiments naturels ont en général une granulométrie étendue ce qui amène à utiliser un diamètre moyen ou tout autre diamètre représentatif, comme le d_{35} ou le d_{75} qui correspondent respectivement aux mailles du tamis laissant passer 35% ou 75% de la masse totale de l'échantillon.

Pour les sédiments cohésifs, ce paramètre n'a plus la même représentativité car les particules élémentaires sont agglomérées par des forces électrostatiques. Leur arrachement et leur transport ne se font pas individuellement mais par floes.

1.4.1.4 La masse volumique des particules élémentaires :

La masse volumique ρ_s de la matière minérale est comprise entre 1100 et 1600 kg/m³ pour les vases.

1.4.1.5 La vitesse de chute en eau calme :

Pour déterminer w_s (vitesse de chute), nous pouvons considérer le bilan des forces auquel est soumise une particule solide dans un fluide au repos. Nous constatons alors qu'elle se déplace avec une certaine vitesse, qui atteint une valeur limite lorsque la résistance que le liquide lui oppose devient égale à son poids apparent.

Pour un grain sphérique de diamètre d , nous pouvons ainsi évaluer w_s à l'aide des relations suivantes :

La formule de Stokes, écoulement laminaire autour du grain:

$$w_s = (\rho_s - \rho_e) \cdot g \cdot d^2 / 18\mu \quad (1.3)$$

ρ_s : masse volumique de la particule,

ρ_e : masse volumique du fluide,

g : accélération de la pesanteur,

d : diamètre de la particule ,

μ : viscosité dynamique du fluide.

$$w_s = \sqrt{4gd(\rho_s - \rho_e) / 3c_d \cdot \rho_e} \quad (1.4)$$

Avec

c_d : coefficient de traînée qui dépend que du nombre de Reynolds du grain, c'est à dire du rapport $w_s \cdot d / \mu$ (il existe dans la littérature [Larras 1972] des courbes donnant la relation entre c_d et $w_s \cdot d / \mu$).

1.4.2 Le dépôt des sédiments cohésifs

1.4.2.1 Conditions et débits de dépôt :

Il est logique d'imaginer que le dépôt d'un sédiment est fonction des conditions hydrauliques (le dépôt n'aura pas lieu si l'écoulement est trop turbulent) ainsi que des caractéristiques propres des sédiments (leur faculté de tomber plus ou moins vite).

Les deux variables qui traduisent ceci sont la contrainte du fond et la vitesse de chute des sédiments.

1.4.2.1.1 Loi de Krône :

Ainsi, Krône a déterminé en 1962 expérimentalement les lois donnant le flux surfacique massique de dépôt pour des échantillons de diamètre uniforme. Lorsque le fluide est au repos, ce flux est le produit de la concentration en sédiments c , par la vitesse de chute w_s .

Lorsque le fluide est en mouvement, Krone observe que ce flux est plus faible qu'au repos. Il explique ceci par la turbulence, qui perturbe les conditions de dépôt. De plus, il observe que le dépôt n'a plus lieu lorsque la contrainte de cisaillement exercée par le fluide sur le fond dépasse une certaine limite appelée contrainte critique de dépôt.

Il propose alors la loi de dépôt suivante:

$$v_d = w_s \left[1 - \frac{\tau_b}{\tau_{*c}} \right] \quad \text{si } \tau_b < \tau_{*c} \quad (1.5)$$

Cette loi a été vérifiée expérimentalement dans de nombreux laboratoires notamment au LNH (laboratoire national d'hydraulique) par Bonnefile. Un des paramètres à mesurer est donc la contrainte critique de dépôt.

De nombreux auteurs (Krone, Parthéniadès par ex.) donnent des valeurs de τ_{sd} de l'ordre de 0.08 pa. Cependant cette valeur n'est pas une constante et dépend des caractéristiques de la vase. En pratique, des mesures de τ_{sd} devront donc être réalisées lors de chaque étude.

Le taux de sédimentation pourrait s'écrire de la manière suivante:

$$F_d = -v_d \cdot c_h \quad (1.6)$$

où v_d est la vitesse de dépôt, égale à la vitesse de chute des agrégats au niveau du fond.

Se référant à Krone(1962), Mehta (1973) et Mehta et Parthéniades (1975) et par analogie au frottement critique d'érosion identifié à la résistance ou rigidité superficielle du lit, on pourrait imaginer l'introduction d'un frottement critique de sédimentation τ_{sd} à partir duquel la suspension se dépose à une vitesse qui dépend du frottement appliqué;

$$v_d = w_s \left[1 - \frac{\tau_b}{\tau_{sd}} \right] \quad \text{si } \tau_b < \tau_{sd} \quad (1.7)$$

$$v_d = 0 \quad \tau_b > \tau_{sd} \quad (1.8)$$

Notons que la vitesse de chute w_s dépend de la concentration de sédiment en suspension (Ricardson et zaki, 1954; Krone, 1962; Thorn, 1981; Burt, 1986; Wolanski et al, 1989; Hwang, 1989).

On peut présenter deux cas de décantation : décantation en eau calme et décantation en présence d'un courant.

1.4.2.1.2 Décantation en eau calme :

Le taux de décantation est par définition égal au flux de sédiment passant à travers la surface séparant le fond du milieu liquide.

En eau calme, ce flux vaut:

$$D = w_s \cdot c \quad (1.9)$$

avec;

D: taux de dépôt en $\text{kg} / \text{m}^2 / \text{s}$

w_s : vitesse de chute en m/s

c: concentration du sédiment en kg / m^3 .

Les valeurs de w_s et c sont en général des valeurs moyennées sur la verticale soit sur l'ensemble de la tranche d'eau soit sur une partie seulement.

En l'absence de floculation, la vitesse de chute des particules fines (diamètre inférieur à 0,1 mm) peut être reliée à un diamètre équivalent par application de la loi de Stokes:

$$w_s = \frac{\alpha \cdot g \cdot d^2}{18 \cdot \gamma} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \quad (1.10)$$

ρ_s : masse volumique du sédiment en kg / m^3

ρ_w : masse volumique de l'eau en kg / m^3 .

γ : viscosité cinématique de l'eau en m^2 / s

d : diamètre équivalent de la particule en m.

En principe, c'est la mesure directe de vitesse de chute par décantation dans un tube en laboratoire qui définit un diamètre équivalent. Ces vitesses sont extrêmement faibles et ne se

rencontrent pratiquement jamais en nature. Ces mesures servent cependant à comparer des vases entre elles (Mignot, 1989).

1.4.2.1.3 Décantation en présence d'un courant :

En présence d'un courant, la turbulence va générer un cisaillement du fluide et une diffusion verticale de quantité de mouvement qui va s'opposer à la force gravitationnelle. On distingue usuellement deux zones pour l'étude de ce phénomène : la couche limite du fond et le reste de la colonne d'eau.

La couche limite du fond concerne 10 à 20% de la hauteur et se caractérise par une variation rapide de la vitesse du courant qui s'annule sur le fond. La turbulence y est importante et seuls les flocons qui possèdent une cohésion suffisante peuvent traverser cette zone et se déposer sur les fonds.

Dans le reste de la colonne d'eau, la turbulence est plus faible mais néanmoins suffisante pour d'une part empêcher la décantation des sédiments fins et d'autre part favoriser la floculation.

Le dépôt est donc contrôlé par le frottement sur le fond qui peut être représenté par la tension de cisaillement τ_f ou la vitesse de cisaillement u^* .

Le taux de décantation est représenté généralement par l'expression :

$$D = w_s \cdot c \cdot \left[1 - \frac{\tau_f}{\tau_d} \right] \quad (1.11)$$

avec:

D: taux de dépôt en $\text{kg/m}^2 / \text{s}$

w_s : vitesse de chute en eau calme en m/s

c : concentration du sédiment en suspension en kg/m^3

τ_f : tension de cisaillement sur le fond en N/m^2

τ_d : tension limite de cisaillement au-delà de laquelle il n'y a plus de dépôt.

1.4.2.3 Floculation et vitesse de chute des vases floculées

1.4.2.3.1 Description de la floculation

L'étude des interactions entre micelles d'argile montre que la floculation peut prendre deux formes selon la salinité de l'eau : la floculation en eau salée pour laquelle les forces de Van der Waals prédominent et donnent lieu à des liens entre particules aléatoires (face – face ou face – extrémité) (Villaret C, 1987).

La floculation en eau peu ou pas salée est due aux attractions électrostatiques entre les faces chargées négativement et les extrémités chargées positivement. La structure ressemble alors à un château de cartes.

Ce sont les flocons ainsi formés qui décantent, et non les particules individuelles. Le temps de dépôt des suspensions argileuses dépend donc à la fois de la cinétique de la floculation et de la taille (vitesse de chute) des flocons.

1.4.2.3.2 Cinétique de la floculation

La cinétique de la floculation est déterminée par les mécanismes qui causent les collisions entre particules, et par le pourcentage de collisions « réussies ».

La floculation est moins rapide en eau non – salée car les interactions électrostatiques sont moins fortes que celles de Van der Walls. Par conséquent, d'une part il y a moins de collisions réussies, d'autre part l'édifice est plus fragile. Edzwald indique que la kaolinite flocule plus vite que l'illite, mais moins vite que la montmorillonite. D'après Bondurant, les kaolinites floculent peu et sont souvent responsables des réservoirs turbides.

1.4.2.3.3 Vitesse de chute des vases floclées

Les deux facteurs essentiels concernant la chute des vases floclées sont la salinité de l'eau et la concentration de la suspension. En effet, le nombre de collisions augmente avec la concentration.

Dans la pratique, on ne peut pas distinguer la cinétique de la floculation de la vitesse de chute des particules. On est amené à donner des vitesses de chute moyennes qui en fait tiennent compte des deux phénomènes. Mignot introduit le « facteur de floculation » défini comme le rapport entre la vitesse de chute moyenne des flocons en milieu aqueux floclant et la vitesse moyenne de chute des particules élémentaires à l'état défloclé :

$$F = W_{\text{flo}}(50\%) / W_{\text{déf}}(50\%) \quad (1.12)$$

Mignot a bien montré que la vitesse de chute augmente de façon importante lorsque la concentration croît, pour des concentrations inférieures à 15g/l environ. Mais au delà de ce seuil, les flocons se gênent mutuellement dans leur chute et la vitesse décroît à nouveau.

Le résultat essentiel de l'étude de Mignot est que la floculation uniformise les vitesses de chute des sédiments cohésifs, comme le mécanisme le laissait présager.

1.4.2.3.4 Concepts principaux de la dynamique des sédiments cohésifs :

La dynamique des sédiments cohésifs a été schématisée de façon similaire par Mehta et al (1982) et Bellessort(1988) . Le sédiment peut se trouver sous 5 états physiques :

- floculation et formation agrégats;
- suspension (avec ou sans floculation)
- crème de vase ou dépôt non consolidé,
- dépôt partiellement consolidé ou en cours de consolidation,
- dépôt consolidé

Le passage d'un état physique à un autre s'effectue par 4 types de mécanismes qui sont :

- la décantation des sédiments en suspension,
- la remise en suspension des dépôts non consolidés,
- l'érosion des dépôts.

De plus, le sédiment en suspension est soumis à un transport par convection et diffusion (analogie avec la turbulence) sous l'action des courants.

a) Suspension :

Elle est caractérisée par :

- une concentration de sédiment sur la verticale,
- une vitesse de chute qui dépend de la taille de particule, de la concentration du sédiment mobile et de la salinité (floculation).

b) Dépôt non consolidé :

Il est caractérisé par :

- Une épaisseur au-delà de laquelle le sédiment devient partiellement consolidé,
- Une loi de variation de la teneur en sédiment et de la tension critique de cisaillement de remise en suspension en fonction de la profondeur dans le dépôt,
- Une loi de tassement qui augmente la teneur en sédiment et de tension critique de cisaillement en fonction du temps.

c) Dépôt partiellement consolidé :

Un dépôt non consolidé devient partiellement consolidé si la quantité de sédiment qui se dépose à un instant donné est très importante et dépasse l'épaisseur limite du dépôt non

consolidé. Le changement de phase peut s'opérer aussi par consolidation si le dépôt non consolidé n'est pas érodé pendant deux heures environ.

Ce dépôt est caractérisé de la même façon que le dépôt non consolidé mise à part son épaisseur qui est variable car en cas de dépôt intensif, les épaisseurs des dépôts non consolidés restent généralement constantes.

d) Dépôt consolidé :

Il s'agit d'un dépôt ancien qui est caractérisé par :

- Une épaisseur au-delà de laquelle se trouve le substratum par exemple,
- Une valeur unique de la teneur en sédiment et de la tension critique de cisaillement,
- Une loi d'érosion.

1.4.3 Les sédiments non cohésifs

Un sédiment non cohésif peut être considéré comme un ensemble de particules inertes dont les seules interactions sont des forces de frottement mécaniques. Le matériau - type est le sable.

L'étude de son comportement peut être ramenée, de façon théorique, à l'équilibre de la force tractrice du courant F_t et de la force de résistance au mouvement F_r , due au blocage des autres grains.

$$F_t = \alpha \cdot \tau_c \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (1.13)$$

Avec ;

α : Coefficient de proportionnalité lié à la surface du grain directement en contact avec l'écoulement,

d : diamètre de la particule

τ_c : Contrainte de cisaillement à la paroi de l'écoulement.

$$F_r = \beta \cdot \pi \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_0) d^3 / 6 \quad (1.14)$$

Avec ;

β : Coefficient de proportionnalité lié à l'encastrement de la particule dans le
sédiment

g : accélération de la pesanteur

ρ_s : masse volumique de la particule

ρ_0 : masse volumique de l'eau.

1.5 Tassement et consolidation

1.5.1 Introduction

Certains chercheurs se sont intéressés au comportement des vases après leur dépôt. Il existe différentes écoles pour appréhender ce phénomène. D'une part, les sédimentologues étudient l'évolution de la concentration [Migniot par ex.], d'autre part, des études ont été réalisées sur le tassement des sols (par ex. Pour la tenue de fondation de bâtiments) par les mécaniciens des sols. Ils étudient l'évolution de l'indice des vides (lois de Tarzaghi,..) (Mignot, 1989).

Enfin, sont apparus des modèles visant à unifier ces deux visions. Ce sont des modèles diphasiques (modèle de Gibson, par ex.).

La consolidation va nous permettre de mieux apprécier les conditions de remise en suspension des sédiments.

1.5.2 Mécanisme de consolidation :

Lors du tassement, on observe au cours du temps trois phases distinctes :

1. Les agrégats se mettent d'abord dans un «réseau maillé» lâche. Dans un premier temps, ce réseau va se réorganiser afin de devenir plus dense. Les agrégats vont être rompus et les flocons se rapprocher.

2. Ces flocons se déforment et l'eau est évacuée par puits de drainage (consolidation primaire).

3. L'édifice est comprimé par son propre poids et les distances interparticulaires diminuent (consolidation secondaire). C'est lors de cette phase que la cohésion du dépôt augmente fortement.

1.5.3 Modèles empiriques :

Des études expérimentales ont permis de donner les formules empiriques suivantes:

Evolution de la concentration en fonction du temps :

$$C(t) = C_0 + \alpha \cdot \log(t) C \quad (1.15)$$

Où t est le temps,

C_0 : la concentration initiale

α : un paramètre dépendant essentiellement du diamètre des particules.

Cette loi est valable lors de chacune des phases de consolidation.

Evolution de la concentration en fonction de la profondeur :

$$c(h) = c(0) + n \cdot \log(h+1) \quad (1.16)$$

où h est la hauteur (exprimée en m),

$c(0)$: la concentration à la surface,

n : caractéristique de l'avancement de la consolidation.

De nombreux paramètres influent sur les conditions de tassement : la taille des particules élémentaires qui forment la suspension, la nature des eaux associées, la température, les conditions de drainage, l'épaisseur du dépôt, la concentration initiale, le rythme de sédimentation d'une retenue est une des raisons des difficultés rencontrées pour modéliser la consolidation sur de grandes échelles de temps.

1.5.4 Modèles diphasiques :

Pourtant ces modèles empiriques ne sont pas pleinement satisfaisants et des modèles plus théoriques sont apparus. Les derniers en date considérant la solution eau + sédiment en cours de décantation ou de consolidation comme un milieu diphasique.

Les auteurs partent du fait qu'il est très difficile de définir théoriquement une interface entre le fluide et la couche de dépôt; de même il peut être vu (un continuum) entre la vitesse de chute et la vitesse de tassement de vases très liquides. Ainsi, sont apparus des modèles diphasiques dont les équations sont capables de rendre compte de ces deux phénomènes de manière continue. Ils reposent sur l'étude de notions nouvelles (pour un sédimentologue) telles que l'indice des vides. Nous ne citons que le modèle de Gibson.

Une première application a été réalisée au LNH dans le cas de vases estuaires (Lenormant et al.). L'équation qui le gouverne est la suivante:

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial k_r}{\partial e} \cdot \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} (k_r \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z}) = 0 \quad (\text{modèle de Gibson}) \quad (1.17)$$

où e : l'indice des vides

k_r : la perméabilité réduite

σ' : la contrainte effective

γ', γ_w : respectivement le poids déjaugé des grains et le poids spécifique de l'eau

La concentration du dépôt de vase est :

$$c = \frac{2650}{1 + e} \text{ g.l}^{-1} \quad (1.18)$$

D'autres modèles existent, se différenciant par les niveaux d'hypothèses auxquels ils font appel. Cependant, il faut garder à l'esprit que les modèles diphasiques sont encore très lourds et pratiquement inexploitable dans le cadre réel d'une retenue.

1.6 Erosion des sédiments cohésifs

1.6.1 Généralités et description du phénomène

Une première idée lorsque l'on désire évacuer les sédiments accumulés et consolidés dans une retenue est de tirer partie de l'écoulement naturel. En augmentant la vitesse de celui-ci, on augmente les contraintes exercées sur le lit. Au dessus d'un certain seuil, les sédiments seront entraînés et remis en suspension dans l'écoulement (Villaret C, 1987).

On voit donc l'intérêt qu'il y a à connaître, pour un lit cohésif donné :

- Les conditions critiques de l'écoulement correspondant au début d'entraînement,
- La quantité de matières solides arrachées au lit et transportées par le courant.

A la suite de nombreuses expériences réalisées en canaux vitrés, les chercheurs décrivent les phénomènes d'érosion des vases par les courants selon leur état de consolidation.

1. Pour les faibles concentrations ($C < 100 \text{ g/l}$), la suspension vaseuse se comporte comme un fluide visqueux. L'interface avec l'eau claire présente des ondes de discontinuité qui se transforment en tourbillons pour des vitesses plus élevées du courant.

2. Pour des concentrations moyennes (100 à 300 g/l), on observe une remise en suspension par arrachement de bouffées de vase.
3. Pour des concentrations plus fortes (vases déposées depuis plusieurs semaines à plusieurs mois), le début de mise en suspension se présente comme une érosion, par flocons ou paquets de particules plutôt que par micelles. En général, l'érosion d'un lit plan progresse de l'amont vers l'aval (érosion progressive).

Cette description montre que le terme d'érosion est impropre pour les dépôts non consolidés, et qu'il serait préférable de parler d'entraînement

1.6.2 Conditions de début d'entraînement

1.6.2.1 Influence de la teneur en eau

Le paramètre de l'écoulement le plus adapté à la définition de la condition critique est la contrainte au fond.

La contrainte critique de cisaillement augmente toujours lorsque la concentration en sédiments croît ou que la teneur en eau diminue (Bellaud G, 1996).

Deux vases à la même concentration peuvent présenter des écarts de contraintes critiques de 1 à 10 à 300 g/l, et peut être même de 1 à 100 à 600 g/l

1.6.2.2 Influence des autres paramètres

- **La granulométrie :**

Pour un sédiment non cohésif, la contrainte critique de cisaillement augmente lorsque la granulométrie s'affine. Pour une argile, il convient d'être plus prudent, et les résultats de Mignot ne montrent pas l'influence directe.

- **Le pourcentage d'argile**

La contrainte critique de cisaillement augmente avec le pourcentage d'argile en raison de l'augmentation des forces de cohésion.

- **La salinité**

La contrainte critique de cisaillement augmente aussi avec la salinité, et diminue avec les sels défloculants.

1.6.3 Conditions critiques d'érosion

Les mesures faites par Mignot montrent une bonne corrélation entre la rigidité initiale τ_y et la contrainte critique de cisaillement $(\tau_0)_{cr}$. Cette corrélation est indépendante de la vase étudiée et s'exprime par :

$$\begin{aligned} (\tau_0)_{cr} &= 0.256 \tau_y && \text{pour} && \tau_y > 2 \text{ pa} \\ (\tau_0)_{cr} &= 0.317 \tau_y^{1/2} && \text{pour} && \tau_y < 1 \text{ pa} \end{aligned} \tag{1.18}$$

Kooli dans son étude a relié les courbes cohésion non drainée – concentration et rigidité initiale – concentration. Il a montré que l'on a, pour une vase donnée :

$$C_u = k \tau_y \tag{1.19}$$

où k est une constante qui dépend de la vase, comprise entre 6 et 12,5.

Parthéniades au contraire n'a pas observé de corrélation entre $(\tau_0)_{cr}$ et C_u pour les dépôts mous. Pour lui, une mesure globale de la cohésion n'est pas représentative des liens interparticulaires à la surface du lit, qui déterminent le processus d'érosion.

1.7 Débits d'érosion des lits cohésifs

En 1962, Partheniades a proposé une loi donnant le débit d'érosion des sédiments analogue à celle donnant le débit de dépôt : le débit d'érosion est proportionnel à la différence entre la contrainte de cisaillement au fond τ_0 et la contrainte critique d'entraînement $(\tau_0)_{cr}$:

$$E = M \left[\frac{\tau_0}{(\tau_0)_{cr}} - 1 \right] \quad \text{pour } \tau_0 > (\tau_0)_{cr} \quad (1.20)$$

M : une constante qui dépend du sol et du milieu aqueux comme $(\tau_0)_{cr}$.

Tableau 1. 1: Valeurs du paramètre M selon les différents auteurs

Auteur	Cormault	Bonnefille	Ariathurai	Owen
M (g/cm ² .s)	2.10 ⁻⁵	5,5.10 ⁻³ C ³	5.10 ⁻⁵ à 5.10 ⁻⁴	1,7.10 ⁻⁴

Avec C : la concentration (g/l).

Après Parthéniades, plusieurs auteurs ont validé cette loi, comme Owen, Ariathurai, et au L.N.H Cormault et Bonnefille.

Cette loi ne semble valable que pour des contraintes dépassant 0.2 N/m². Au – dessous, le taux d'érosion semble augmenter beaucoup plus vite avec τ_0 .

Il semble que les valeurs numériques restent à prendre avec précaution. D'autre part, un gradient vertical de concentration dans la couche déposée est de nature à stopper l'érosion si la contrainte critique redevient supérieure au cisaillement au fond et qu'il n'y a pas décompression suffisante du sol.

1.8 Le bilan de l'érosion

1.8.1 Importance du facteur érosion

L'importance relative de l'érosion est avant tout fonction du système morphoclimatique dans lequel se situe un bassin versant, c'est à dire des différents processus qui permettent la production de sédiments, leur arrivée jusqu'aux rivières et leur évacuation vers les océans. Les cours d'eau sont bien plus un agent d'évacuation du matériau produit par des processus autres que fluviaux qu'un agent d'érosion au niveau du bassin versant (Bravard et al., 1997)..

On conviendra de qualifier de bilan d'érosion le résultat final de l'évacuation des matériaux du continent vers les océans, quels que soient l'importance du stockage et des reprises de matériaux ; dans ce cas, le bassin versant est considéré comme une boîte noire.

La notion de bilan sédimentaire (ou sedimentary budget) s'applique aussi à une analyse détaillée des entrées, stockages, reprises et sorties de sédiments au sein des bassins versants ; dans cette acception du terme, les processus et les flux sont donc abordés de manière interne au système fluvial.

1.8.2 Les bilans d'érosion

Les rivières sont des intégrateurs de la dénudation du bassin versant à leur exutoire. Le flux des sédiments se décompose en trois modes de transport : le transport en solution, le transport en suspension et le transport par charriage qui est souvent négligé car mal connu.

Sous climat aride et semi - aride, la couverture végétale, très pauvre, n'assure qu'une faible protection vis-à-vis des pluies et l'absence d'eau et d'humus ne permet pas une action de dissolution. Il en résulte une nette prédominance des transports en suspension et

éventuellement de la charge de fond : le transport en suspension représente près de 90% de la dénudation totale dans les environnements arides.

1.8.2.1 La variabilité globale de la dégradation spécifique moyenne

La dénudation d'un bassin hydrographique (ou encore dénudation spécifique) s'exprime en $t.km^{-2}$ ou en $m^3 . km^{-2} . an^{-1}$ ($1 m^3 = 2.65 t$). Le *bubnoff* est une unité de mesure des très faibles vitesses moyennes d'érosion, proposée par A.G.Fischer (1969) et égale à 1 mm par millénaire, qui serait uniformément érodé sur l'ensemble du bassin. Les valeurs de la dégradation spécifique rencontrées à la surface du globe varient entre 1 et plus de 50 000 $t . km^{-2} . an^{-1}$. La quantité totale de sédiments érodés à la surface du globe serait de $20 . 10^9 t . an^{-1}$, 70 à 80 % provenant du continent asiatique. L'érosion dépend de la combinaison de facteurs qui sont notamment l'énergie du relief, l'activité tectonique, la lithologie du bassin versant et les caractères du climat. La complexité croît avec la taille des bassins versants, c'est à dire avec leur hétérogénéité spatiale.

La carte mondiale de l'érosion des sols de B.Webb et D.E.Walling (1982) confirme que la dénudation spécifique maximale se situe dans la région du plateau loessique de Chine et dans les montagnes bordant les marges du pacifique. Les productions extrêmes varient de moins de $2 t . km^{-2} . an^{-1}$ en nouvelle galles du sud (Australie) à plus de $30 000 t . km^{-2} . an^{-1}$ à Taiwan.

1.8.2.2 La dénudation spécifique en Algérie

Les facteurs socio – économiques contribuent largement à l'accélération du processus de dégradation des sols. 85 % des superficies cultivables en Algérie (soit environ 6 millions d'hectares) sont situées sur les versants menacés par l'érosion (Benchetrit M, 1972).

Le taux d'érosion spécifique atteint en Algérie les valeurs les plus importantes d'Afrique du nord. Dépassant $2000 t . km^{-2} . an^{-1}$ sur la plupart des bassins versants de l'Atlas Tellien

(Rhiou, Sly, Fodda, Mazafran, Isser, Soummam,...), il atteint $4000 \text{ t} \cdot \text{km}^{-2} \cdot \text{an}^{-1}$ sur la chaîne des côtières Dahra et $5000 \text{ t} \cdot \text{km}^{-2} \cdot \text{an}^{-1}$ sur le bassin très dégradé de l'ouest Agrioun qui alimente le barrage d'Ighil – Emda (Brahmia K, 1987).

On estime à 120 millions de tonnes, la quantité moyenne de sédiments rejetée en mer chaque année par les bassins tributaires de la Méditerranée. L'intensité du phénomène se manifeste essentiellement en période de crues. C'est ainsi que les fortes crues de mars 1974 qui ont touché particulièrement la région Algéroise ont transité en 3 jours près de 30 millions de tonnes de sédiments à travers les bassins côtiers de l'Algérois.

Des concentrations supérieures à 200 g/l sont régulièrement observées lors des violentes crues orageuses d'été et d'automne dans les bassins du Cheliff (460 g/l), du Hodna (674 g/l), de l'Isser (387 g/l).

1.8.3 Différentes approches suivant les auteurs

Différents auteurs ont tenté de mettre en relation la variation de la charge en suspension avec les différents types de systèmes morphoclimatiques. Les charges spécifiques les plus fortes se rencontrent dans les régions semi – arides (environ 300 mm), où les précipitations efficaces (celles qui ne sont pas consommées par l'évapotranspiration et qui nécessaires pour générer un écoulement) ne permettent pas une bonne protection des sols par la végétation (Langbein & Schumm, 1958). D'autres valeurs élevées ont été trouvées en région montagneuse sous – climat semi – aride, ainsi que dans les zones intertropicales, là où les saisons sèches et humides sont marquées.

F.Fournier (1960) avait également souligné l'importance de saisons climatiques contrastées, les maxima étant rencontrés dans les régions tropicales à saison sèche, par opposition aux régions de climat océanique ou tropical humide marquées par la régularité des

abats d'eau. F.Fournier a défini une relation entre les précipitations annuelles et la production de sédiments, applicable au niveau mondial.

On y retrouve le maximum des zones semi – arides vers les zones tempérées, mais non la diminution des zones semi – arides vers les zones arides (partie gauche de la courbe de Langbein et Schumm). Toutefois, pour des précipitations tendant vers zéro, partie manquante dans le relation de Fournier, on peut logiquement supputer que la production de sédiments tendra elle aussi vers zéro. Par ailleurs, dans la relation de Fournier, on note une réaugmentation de l'importance du débit solide pour les pluies comprises entre 1 200 et 1 500 mm, ce qui correspond aux zones tropicales, avec des pluies saisonnières abondantes et des indices d'érosivité importants ; ces zones manquaient dans la relation proposée par W.B.Langbein et A.Schumm. C'est d'ailleurs ce qui ressort de la relation proposée par I.Douglas et A.H.A.Kleo (1979) ont rassemblé des données de précipitations et de production de sédiments de plus de 1200 bassins hydrographiques situés sur tous les continents. Ils ont mis en évidence une relation où on retrouve un premier maximum dans la zone semi – aride, un second en zone méditerranéenne et un troisième dans la zone des moussons tropicales.

1.8.4 Différents types de modèles de simulation

On va présenter les différents types de modèles de simulation, qui sont trois : les modèles conceptuels, les modèles mécanistes et enfin les modèles empiriques (Gafrej, 1993). A propos de ces derniers, on va détailler plus, vu qu'on veut développer une formule empirique.

1.8.4.1 Les modèles conceptuels

Il nous est difficile de définir une limite réelle entre les modèles empiriques et conceptuels ; mais nous pouvons les différencier. Les modèles conceptuels considèrent en général une combinaison de plusieurs mécanismes physiques sur le bassin ; mais leur

formulation repose sur des paramètres qui n'ont pas souvent une signification physique et donc, ne peuvent être mesurés (Bathurst et Wick, 1991). Ces modèles essaient généralement, comme les modèles physiques, de prendre en compte une dynamique, et pas seulement de donner des estimations sur des pas de temps indépendants.

La majorité des modèles considère les deux mécanismes de détachement et de transport des M.E.S à l'exutoire. La différence entre les modèles réside dans la manière dont ils prennent en compte ces mécanismes et l'échelle spatiale d'étude (fine ou globale).

On va citer trois exemples de ces modèles sans trop détailler.

1.8.4.1.1 Le modèle de Negev

Le modèle de Negev, proposé en 1967, est à notre connaissance le premier modèle conceptuel (Gafrej, 1993) qui fait intervenir la notion de stock de sédiments disponibles pour le transport.

Ce modèle est un modèle à deux réservoirs :

- Un réservoir sol
- Un réservoir représentant le stock de sédiments détachés par la pluie.

Dans la version originale de Negev, la pluie produit une quantité de particules D qui alimente le réservoir de stockage ; la même quantité arrive à l'exutoire, ce qui revient à dire que la production est $2 D$. Une quantité de sédiments arrive à l'exutoire provenant de l'érosion directe provoquée par l'écoulement. Meyer et Wischmeier (1969), Onstand et Foster (1975) ont apporté des améliorations au modèle de base ; ainsi la pluie produit une quantité de particules qui va alimenter le réservoir de stockage et l'équation qui simule cette production est la suivante :

$$D = K_1 \cdot (1 - C) PR^{J_r} \quad (1.21)$$

Où ;

D : la masse de sédiments détachée (t. ha⁻¹)

K₁ : un paramètre dépendant des caractéristiques du sol

C : la fraction protégée des pratiques culturales conservatrices

R : la pluie tombée durant le pas de temps (mm)

J_r : un exposant qui dépend des caractéristiques du sol.

L'érosion dans le réservoir de stockage est simulé par :

$$E = S_D \left(\frac{q_R}{S_{RS} + q_R} \right) \quad (1.22)$$

1.8.4.1.2 Le modèle de Van Sickle et Beschta « Supply – Based Model »

Ces auteurs partent de l'équation de régression simple qui relie la concentration C au débit Q mesuré à l'exutoire du bassin en lui associant une nouvelle variable qui n'est autre que le stock de sédiments disponibles. Ce stock est responsable de la décroissance de la concentration au sein d'un événement et d'une saison à l'autre ; c'est ce qui explique l'existence du phénomène d'hystérésis.

L'hypothèse proposée est que la quantité de sédiments stockées en amont d'une zone d'échantillonnage à un temps t peut être représentée par une seule variable S(t).

Durant une crue donnée, la concentration de sédiments s'écrit :

$$C_{(t)} = aQ^b(t)g(S(t)) \quad (1.23)$$

Où ;

Q : le débit

C : la concentration

A et b : les coefficients déterminés par la régression entre $\log \odot \log(q)$,

$g(S(t))$: la fonction de lessivage « Washout function » qui exprime la variation de la concentration due à la variation du stock de sédiments disponibles donnée par l'équation exponentielle suivante.

$$g(S) = p \exp (r.S/S_0) \quad (1.24)$$

Où ;

P et r sont des paramètres empiriques à déterminer

S_0 : le stock initial maximum.

Nous remarquons que le modèle ne calcule pas la production de sédiments sur le bassin et dans la rivière, par contre, entre deux crues successives, une quantité de sédiments I est rajoutée afin de pouvoir simuler la crue postérieure. I est donc un paramètre supplémentaire.

1.8.4.2.3 Le modèle de Moore et Clarke

L'approche de modélisation des flux de matières en suspension proposée par Moore et Clarke (1983) est basée sur une fonction de distribution théorique qui permet d'avoir une description plausible du détachement des sédiments et de leur transfert limités par les processus de stockage et de transport.

Le flux de M.E.S est donc supposé fonction d'un stock de sédiments disponibles et de la capacité de transport de l'écoulement. Le modèle repose sur la résolution de trois fonctions :

1. Une fonction de disponibilité des sédiments « availability function »
2. Une fonction de détachement des sédiments « removal function »,

3. Une fonction de transfert des sédiments « translation function ».

L'hypothèse est que le taux d'accumulation de sédiments $R(t)$ tend à décroître dans le temps selon une fonction exponentielle décroissante.

Le détachement des sédiments durant la crue dépend du stock de sédiments disponibles et de l'écoulement direct exprimé par la pluie effective. Il est donné par :

$$M_i = L(t).(1 - e^{-kV_i}) \quad (1.25)$$

Avec ;

V_i : le volume d'écoulement direct durant l'intervalle de temps.

K : un paramètre

$L(t)$: le stock de sédiments disponible.

1.8.4.3 Les modèles mécanistes

Les modèles mécanistes ou physiques distribués, sont basés sur la compréhension des processus physiques des sédiments et la description du système des sédiments en utilisant les équations de transfert de masse, de force et d'énergie. Les modèles peuvent à priori fonctionner dans des conditions différentes de celle utilisées pour le calage ; dans ce cas, les paramètres ont un sens physique et peuvent donc être mesurés directement ce qui dispense des longues séries de données hydrométéorologiques (Bessenasse et al., 2002).

1.8.4.3.1 Le modèle de Foster et Meyer

L'équation de base décrivant le processus d'érosion du sol est l'équation de continuité du transport des sédiments par l'écoulement (Bennett, 1974) :

$$\frac{dq_s}{dx} + \rho_s \frac{dC_y}{dt} = D_i + D_r \quad (1.26)$$

Où ;

q_s : le flux de sédiments

x : la distance

ρ_s : la densité des sédiments

C_y : la concentration des sédiments du ruissellement à la profondeur y du ruissellement compté à partir de la surface de l'eau

t : le temps

D_i : le détachement inter – rigoles

D_r : le détachement ou la sédimentation dans les rigoles.

Foster et Meyer supposent que la relation qui relie le détachement, la sédimentation et le flux est linéaire, ce qui suppose également que l'énergie de l'écoulement est partagé entre le détachement et le transport, ce qui veut dire que le détachement est maximum quand le flux de sédiments est nul. Ainsi l'équation qui donne le détachement est :

$$D_r = \frac{D_{rc}}{T_c}(T_c - q_s) \quad (1.27)$$

Où ;

D_{rc} : la capacité de détachement de l'écoulement dans les rigoles

T_c : la capacité de transport de l'écoulement.

D_i et D_{rc} sont des variables difficiles à mesurer puisqu'elles dépendent des caractéristiques de la pluie, de l'écoulement, des propriétés du sol.

La capacité de transport du ruissellement reste un problème complexe puisqu'elle est différente selon le type d'écoulement (laminaire, turbulent).

1.8.4.3.2 Le modèle de l'Université du Colorado (Colorado State University Model – CSU)

Le modèle est distribué spatialement selon une maille carrée et un découpage du bassin en canaux. Le pas de temps de résolution est fin afin de pouvoir décrire correctement une averse.

La charge des sédiments à l'exutoire est calculée en comparant la production des sédiments pour différentes classes granulométriques due au détachement par la pluie et par l'écoulement et la capacité de transport des sédiments en suspension donnée par la formule d'Einstein (1950) et celle des sédiments du fond donnée par l'équation de Meyer – Peter et Muller (1960).

La propagation des sédiments pour chaque classe granulométrique le long de la pente est effectuée par la résolution de l'équation de continuité par une méthode numérique aux différences finies couplée avec la propagation de l'écoulement superficiel. L'équation de continuité permet également de déterminer le profil du lit de la rivière.

1.8.4.3.3 Le modèle Shesed (Système Hydrologique Européen – Sédiments)

Le modèle Shesed est un modèle physique distribué, développé par l'Institut d'Hydrologie (U.K), l'institut d'Hydraulique du Danemark et la Sogreah (France). Il simule l'érosion par l'impact des gouttes de pluie, l'égoutture des feuilles « leaf drip », l'écoulement et le transport de particules détachées en bas des pentes et dans la rivière. Le dépôt sur le sol où dans la rivière est calculé ainsi que la distribution de la taille des particules. Le modèle hydrologique SHE simule la majorité des processus hydrologiques du mouvement de l'eau (fonte de neige, interception de la pluie due à la végétation, évapotranspiration, écoulement de surface, ruissellement dans la rivière,...).

Le détachement par le ruissellement est fonction de la contrainte de cisaillement exercée par le ruissellement et la contrainte de cisaillement critique.

$$\begin{aligned} D_f &= k_f \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^b && \text{si } \tau > \tau_c && (1.28) \\ D_f &= 0 && \text{si } \tau < \tau_c \end{aligned}$$

L'érosion dans ce cas est donnée par :

Où ;

D_f : la quantité érodée par l'écoulement

K_f : le coefficient d'érodabilité du sol

τ : la contrainte de cisaillement

τ_c : la contrainte de cisaillement critique

b : un exposant pris égal à 1.

Le modèle Shesed a été appliqué avec succès sur plusieurs bassins de tailles différentes. Cependant la stabilité des paramètres du transport solide dans le cas du changement de l'échelle spatiale reste à confirmer.

1.8.4.4 Les modèles empiriques

Ces modèles reposent sur la formulation d'une relation entre le flux de sédiments à l'exutoire et les différentes variables explicatives climatiques et physiques décrites précédemment. La formule la plus simple est celle qui relie la concentration des sédiments au débit de l'écoulement « sediment rating curve » :

$$C = a.Q^b \quad (1.29)$$

Où a et b sont des paramètres empiriques de la régression, constants sur une série de mesures données.

Par manque de choix, cette formule a été largement utilisée. Cependant, la corrélation montre une variation aléatoire et systématique ce qui laisse la méthode sujette à une erreur importante (Ferguson, 1986 ; Lemke, 1991). L'application de la régression simple avec des paramètres constants suppose que la relation qui lie la concentration des sédiments et le débit est stationnaire dans le temps (Van Sickle, 1982). Or il a été démontré que dans le cas d'une averse, la concentration tend à être plus élevée lors de la montée de la crue que pendant la décrue pour un même débit (Williams, 1989). Nous présentons ici quelques formules afin de compléter la bibliographie.

1.8.4.4.1 Formule de Velikanov

La formule du transport en suspension établie par Velikanov en 1953 (Rais et Abidi, 1989) se base sur une approche énergétique. Elle est adaptée aux rivières larges à lit sableux ; son application sur des grandes rivières dans L'ex Urss et en Yougoslavie a donné de bons

$$Q_s = \eta \left(\frac{\rho_s \rho}{\rho_s - \rho} \right) \frac{V}{W} S.Q \quad (1.30)$$

résultats, ainsi que sur le bassin versant de l'oued Zéroud en Tunisie (Baccouche, 1982) :

Avec ;

Q : le débit liquide

Q_s : le débit solide

η : le nombre de Velikanov traduisant la capacité de l'écoulement et variant entre 0.0007 et 0.007. C'est le rapport de l'énergie de l'écoulement nécessaire pour maintenir les particules en suspension à l'énergie totale de l'écoulement.

V : la vitesse moyenne

W : la vitesse de chute moyenne d'une particule

S : la pente géométrique

ρ : la masse volumique de l'eau

ρ_s : la masse volumique des solides.

1.8.4.4.2 Formule de Jarocki

L'auteur reconnaît la difficulté de transposer au milieu naturel des équations fondamentales basées sur des mesures au laboratoire qui sont beaucoup moins représentatives de la réalité de la rivière (Morin et al., 1983). En partant de l'hypothèse que la quantité de sédiments en suspension est fonction des trois paramètres principaux :

$$R = f(Q, V, A)$$

$$R = 0.28 \frac{QV^2\gamma}{g\sqrt{A}} \quad (1.31)$$

Jarocki a publié en 1957 la formule suivante :

Avec ;

Q : le débit de l'écoulement (m³/s)

V : la vitesse de l'écoulement (m/s)

A : la surface du bassin versant (km²)

γ : le poids spécifique de l'eau

g : l'accélération de la pesanteur.

Morin et al., (1983) précisent que cette formule est valable quand le nombre de froude est compris entre 700.10^{-7} et $9\,000.10^{-7}$.

1.9 Détermination de l'érosion d'un bassin versant

1.9.1 Détermination d'un volume global d'érosion

Les bassins versants expérimentaux de Draix (à 15 km Est de Digne Alpes de haute provence) sont équipés d'appareillages (pluviographes, limnigraphes, plages de dépôt, préleveurs d'échantillons) pour permettre la mesure en continu du débit liquide et en discontinu de la concentration de l'écoulement.

L'étude de l'érosion de ces bassins versants montre qu'il n'existe pas de relation biunivoque entre le débit et la concentration toutes crues confondues, par contre, on constate un certain déterminisme de la concentration au cours du temps.

Une étude statistique montre que le volume d'érosion peut être corrélé aux variables explicatives, débit maximum, intensité maximale en 15 minutes et énergie cinétique de la pluie, de la façon suivante :

$$\text{Erosion} = 1.84 \cdot I15^{0.86} \cdot E_c^{0.97} \quad (1.32)$$

Avec ;

Erosion : Volume global d'érosion en kg/ha de terrain érodable.

I15 : Intensité maximale (en mm) de la pluie en 15 minutes.

E_c : Energie cinétique (en J/m²)

Comme les deux exposants sont proches de l'unité, une formule de type Wisn Meyer (exposants égaux à un) a été testée ; il en ressort que la corrélation est d'une qualité à peu près similaire.

$$\text{Erosion} = 0.8 \cdot I15 \cdot E_c \quad (1.32)$$

Avec R = 0.894

Le volume érodé durant un épisode pluvieux s'exprimera de la façon suivante :

$$\text{Volume érodé} = \text{Surface totale (ha)} * \% \text{ Surface érodable} * \text{Ablation (m}^3\text{/ha)} \quad (3.)$$

Le sédimentogramme, à l'exutoire d'un sous – bassin versant, sera obtenu en considérant que l'érosion est proportionnelle au ruissellement. Le débit solide à l'exutoire du bassin aura la formulation suivante :

$$\text{Débit solide (t)} = [\text{Volume érodé (m}^3\text{)} * \text{Débit liquide (t)}] / \text{Lame écoulée (m}^3\text{)} \quad (1.33)$$

En l'absence d'une connaissance plus approfondie de l'érosion, cette fonction pourra simuler, dans un premier temps, l'érosion d'un bassin versant et la formation d'un débit solide qui subira une transformation lors de son parcours dans le réseau hydrographique (dépôt, érosion).

1.9.2 Détermination de l'érosion en fonction du temps

1.9.2.1 La méthode du sédimentogramme unitaire

L'idée de départ de cette méthode est d'associer à l'hydrogramme unitaire un sédimentogramme. La méthode proposée par Chen (1986) considère un système linéaire (satisfaisant les propriétés de proportionnalité et de superposition) et invariant dans le temps (paramètres invariants dans le temps) ; la réponse du système dépendra donc uniquement des données d'entrée et non de la date à laquelle elles sont appliquées.

Rendon et Hern ont trouvé qu'il existait une relation puissance entre la lame d'eau écoulée et la quantité de sédiments érodés durant un épisode pluvieux. Chen trouva le même type de régression mais cette fois entre le débit liquide et débit solide à un instant donné :

$$Q_s = \alpha \cdot Q_l^\beta \quad (1.34)$$

Il a ensuite fait l'hypothèse que l'intensité de la pluie génère l'intensité de l'érosion et étant donné que cette dernière n'est pas mesurable, il propose de la relier à l'intensité de la pluie de la façon suivante :

$$\text{Intensité de l'érosion} = \alpha (\text{Intensité de la pluie})^\beta \quad (1.35)$$

α et β gardant les mêmes valeurs que précédemment.

Dans cette optique, l'érosion est concomitante à la pluie (dès que la pluie s'arrête, l'érosion s'arrête) ; à un pic d'intensité de pluie correspond un pic d'intensité de l'érosion.

3.6.1.1 Travaux de Meyer et Wishmeyer

Meyer et Wishmeyer simulent l'érosion d'un sous – bassin versant en deux sous – processus séparés : une érosion due au « splash » de la pluie et une érosion due au ruissellement de l'eau sur les versants.

Erosion donnée par le « splash » de la pluie

$$DR = B1 * C * E * I^2 * DX \quad (1.36)$$

Avec :

DR : Vitesse de détachement (kg/min/mètre de large)

E : Index d'érosion (tonnes/ha)

I : Intensité de la pluie (mm/h)

C : Coefficient relatif à l'occupation des sols

DX : Longueur du pas d'espace

B1 : Coefficient de calage.

Erosion donnée par le ruissellement :

$$DF = B2 * C * E * P^{2/3} * Q^{2/3} * DX \quad (1.37)$$

Avec ;

DF : Vitesse de détachement (kg/min/mètre de large)

P : Pente des versants.

Q : Débit de ruissellement (m³/s/mètre de large)

B2 : Coefficient de calage.

Les coefficients B1 et B2 résultent du calage de ces fonctions de transfert sur un bassin versant. Tayaa et Brooks ont testé un modèle comportant ces deux fonctions sur des bassins versants du nord du Maroc caractérisés par une forte érosion. A titre indicatif, sur ces bassins, le paramètre B1 est égal à 0.01 et le paramètre B2 varie de 0.14 à 0.7. Les résultats, concernant l'érosion, obtenus avec ce modèle leur paraissent satisfaisants vu la grande variété naturelle et la complexité des processus érosifs.

1.9.2.2 Travaux de Komura

Komura a travaillé sur l'érosion donnée par un ruissellement et une pluie combinée et

$$E = 0.00113 * \frac{C_s * C_e}{d_{50}} * Q^{15/8} * L^{3/8} * P^{3/2} \quad (1.38)$$

propose l'équation suivante fondée sur l'équation de Manning Strickler :

Avec ;

E : Erosion (kg/h/m²)

C_s : Rapport de la surface nue à la surface totale

C_e : Coefficient d'érodabilité ;

1 : Erosion en nappes et avec petites rigoles

5 : Erosion en nappes avec rigoles

10 : Erosion en nappe avec ravine.

d₅₀ : Diamètre moyen de granulométrie (mm)

Q : Débit ruisselé formulé comme une intensité de pluie (mm/h)

P : Pente du versant

L : Longueur du versant (m).

Pour obtenir le débit solide en m^3/s , il suffit de calculer E puis de multiplier par la surface et de se ramener à des secondes et à des mètres.

Ici, le débit ruisselé et la pente n'ont pas le même poids que celui qu'ils avaient dans les travaux de Wishmeyer.

1.10 Modélisation numérique du transport solide

1.10.1 Introduction :

La modélisation du transport solide nécessite la connaissance de certains paramètres des écoulements concernés. Les modèles numériques calculant à la fois l'écoulement liquide et les débits solides dans les rivières existent depuis environ 25 ans. Aujourd'hui ils ont atteint un niveau de développement suffisant pour être utilisés en ingénierie (Lafond J.M, 1995).

Le transport solide est un domaine encore mal expliqué. La difficulté de la modélisation est due à la diversité des phénomènes en jeu, on peut citer :

- Ecoulement turbulent avec géométrie souvent complexe,
- Ecoulements polyphasiques avec l'interaction de la phase solide sur la phase liquide ainsi que l'interaction entre particules solides,
- Diversité des modes de transfert en liaison avec les échanges avec le fond ou la berge et l'apparition de morphologies particulières comme les rides et dunes.

Entre ces différents modes de transport se pose souvent le problème des critères de définition.

Gry (1983) donne une description des différents phénomènes.

«Une fois qu'une particule solide est arrachée (érosion), il peut y avoir roulement ou glissement sur le fond (charriage). Si la particule est petite et l'écoulement plus turbulent, elle

peut quitter le fond (remise en suspension) et se déplace au coeur de l'écoulement (suspension) puis éventuellement retomber (décantation ou sédimentation). On parle également de saltation pour désigner les particules mises en suspension mais qui effectuent seulement de brefs sauts».

1.10.2 Différentes simulations pour sédiments fins :

Nous allons présenter dans la suite deux façons de classifier les différentes simulations possibles, nous distinguerons la classification selon le type de modèles et selon le type d'approche. Avant de présenter les deux distinctions, nous rappelons ci-après les différents modèles de turbulence.

1.10.2.1 Les modèles de turbulence :

De nombreuses références peuvent être trouvées dans *Hinze (1959)*, *Faure et Al.(1976)*, *Tennkes et Lumley (1972)*, *Rodi (1981)* et *Asce(1981)*.

La modélisation des écoulements est fondée sur les lois de conservation de la masse, du moment et, dans certains cas, sur d'autres grandeurs comme l'énergie.

Dans le cas de fluides incompressibles et de densité uniforme, ces lois s'expriment de la façon suivante (en notation tensorielle):

Conservation de la masse (équation de continuité)

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1.39)$$

Conservation du moment (équations de Navier-Stokes)

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (1.40)$$

En ce qui concerne la modélisation de la turbulence, nous passerons ici sous silence les méthodes dites «simulation directe» pour ne présenter que les modèles «conventionnels» qui

se fondent sur l'approche statistique et sur la classique décomposition de Reynolds en quantité moyenne et fluctuante :

$$\mathbf{U}_i = \bar{\mathbf{U}}_i + \mathbf{u}_i \quad , \quad \mathbf{P} = \bar{\mathbf{P}} + p \quad (1.41)$$

Les modèles les plus simples basés sur l'hypothèse de Boussinesq, considérant la viscosité turbulente comme constante ou proportionnelle au gradient de vitesse moyenne. On parle alors de modèles à 0 équation car aucune équation de transport de quantité turbulente n'est écrite. Ils sont trop grossiers pour la plupart des problèmes de champ proche.

L'hypothèse de Boussinesq implique que la viscosité turbulente soit proportionnelle à une échelle de vitesse prise égale à \sqrt{k} , avec k l'énergie cinétique turbulente, ainsi qu'à une échelle de longueur L .

$$\nu_t = c'_\mu \sqrt{k} \cdot L \quad (1.42)$$

(Relation de Kolmogorov-Prandtl)

où c'_μ est un coefficient empirique.

Remarquons que cette modélisation considère l'isotropie de la viscosité turbulente.

Les modèles plus élaborés déterminent l'évolution d'une ou plusieurs échelles caractéristiques par des équations de transport.

Les modèles à une équation s'intéressent à l'échelle de vitesse \sqrt{k} et conduisent à l'écriture d'une équation de transport de l'énergie k .

Les modèles à deux équations modélisent le transport de l'échelle de vitesse \sqrt{k} ainsi que de l'échelle de longueur L , ou d'une quantité équivalente.

Parmi ces modèles, le plus connu et le plus répandu est le modèle $k - \varepsilon$ utilisé dans la plupart des modèles.

Le taux de dissipation ε n'est pas l'échelle de longueur mais y est reliée par la relation expérimentale:

$$\varepsilon = c_d \frac{k^{3/2}}{L} \quad (1.43)$$

où c_d est un coefficient empirique.

En combinant les deux équations précédentes, on obtient:

$$v_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (1.44)$$

Après cette vue générale des modèles de turbulence, nous allons présenter les deux distinctions des simulations numériques.

1.10.2.2 Classification suivant les modèles :

Dans cette optique, il y a deux grandes classes de modèles traitant le transport solide qui sont (Ramez P, 1995) :

- Les modèles eulériens;
- Les modèles euléro-lagrangiens.

Ces modèles résolvent simultanément les équations liées à l'écoulement liquide, le transport solide et la déformation du lit.

1.10.2.2.1 Les modèles eulériens :

Ces modèles peuvent être classés sous deux formes qui se distinguent par leurs équations de base.

A. Modèles eulériens basés sur les équations de Saint-Venant:

Ici aussi, on remarque deux types de modèles qui se différencient sur la dimension qu'ils traitent, soit monodimensionnel ou bidimensionnel, mais qui ont le même principe.

A.1 Les modèles unidimensionnels :

L'écoulement liquide-solide est modélisé comme un écoulement filaire polyphasique.

La phase liquide est régie par le système de Saint-Venant unidimensionnel :

$$\frac{\partial s}{\partial t} + p \frac{\partial s_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_1 \quad (1.45)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{s} \right) + g s \frac{\partial Z}{\partial x} = -g s \frac{\bar{u}}{k^2 R^{4/3}} + u_1 q_1 \quad (1.46)$$

Avec comme notations :

q_1 : apports latéraux de débit liquide par unité de longueur de rivière;

u_1 : composante selon l'axe de la rivière de ces apports latéraux;

Z : cote de la surface libre;

p : porosité au fond du lit;

s_f : section alluviale à partir d'une cote de référence.

Les phases solides correspondent habituellement aux classes granulométriques et sont en général supposées ne pas agir sur l'écoulement liquide, ni agir entre elles.

Les équations, qui régissent chacune de ces phases, se traduisent de manière différente, selon que le mouvement des particules dans l'écoulement est modélisé par un débit solide ou par une concentration.

Remarque :

Si les grains provenant du substrat se déplacent uniquement par charriage, alors nous devons utiliser la modélisation à partir d'un débit solide. Si les grains provenant du substrat se déplacent par charriage et suspension, alors nous pouvons utiliser soit la modélisation à partir d'un débit solide, soit la modélisation à partir d'une concentration. Cependant, lorsque le transport en suspension est prédominant, le deuxième type de modélisation est préférable au premier bien que plus complexe. Par

contre, si les grains en mouvement ne proviennent pas du substrat, c'est à dire dans le cas des fines maintenues en suspension sur de très longues distances, alors seule la modélisation à partir d'une concentration est envisageable.

- Modélisation à partir d'un débit solide :

Ce cas n'est envisageable que si le débit des grains en mouvement peut effectivement être estimé par les formules classiques du transport solide.

Equation de conservation de la masse des particules en mouvement:

$$(1-p) \frac{\partial s_f}{\partial t} = \frac{\partial Q_s}{\partial x} + q_{sl} \quad (1.47)$$

Avec comme nouvelles notations:

q_{sl} : Apports latéraux de débit solide par unité de longueur de rivière

Q_s : valeur du débit en matériaux du lit dans une section et à un instant donné.

- Modélisation à partir d'une concentration :

Ce cas est envisageable que pour les fines maintenues en suspension ou pour les grains qui se déplacent par charriage et suspension.

Equation de conservation de la masse des particules du lit :

$$(1-p) \frac{\partial s_f}{\partial t} = E + q_{sl} \quad (1.48)$$

Avec comme nouvelle notation :

E : terme d'échange des particules entre le lit et l'écoulement

Equation de conservation de la masse des particules au sein de l'écoulement :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + v_c \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} - \frac{1}{s} \frac{\partial}{\partial x} \left[s k_c \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right] = E \quad (1.49)$$

Dans cette équation de convection-diffusion, régissant l'évolution de la concentration moyenne \bar{c} , dans le temps et dans l'espace, il s'agit de déterminer la vitesse de convection v_c et le coefficient de diffusion (ou de dispersion) k_c .

Cas particulier :

Dans le cas où les particules en mouvement sont en auto-suspension, nous avons tout simplement $E=0$, puisque le débit des fines maintenues en suspension n'est pas responsable de l'évolution du lit.

La déformation du lit , qui accompagne les phénomènes de transport solide, dépend à la fois de l'évolution du fond et l'évolution des berges. Les mécanismes d'interaction entre ces deux types d'évolution font intervenir un grand nombre de paramètres et sont fortement influencés par les conditions locales.

A.2 Les modèles bidimensionnels :

Le principe est le même que pour les modèles unidimensionnels. L'écoulement liquide est calculé à l'aide des équations de Saint-Venant bidimensionnelles.

En ce qui concerne l'écoulement solide, les capacités de transport sont calculées dans chacune des directions par projection sur chaque axe de la capacité de transport dans la direction de l'écoulement.

La déformation du fond est alors plus simple à déterminer, puisque le volume érodé ou déposé est directement relié à la variation de la cote du fond.

B. Les modèles eulériens basés sur les équations de Navier-Stokes :

Les modèles tridimensionnels de Navier-Stokes peuvent être utilisés pour calculer les dépôts ou les zones d'érosion autour des ouvrages.

- **Cas du charriage :**

Ces modèles hydrauliques pourraient permettre, par exemple, de déterminer les déformations du lit autour d'un ouvrage à partir du calcul des contraintes au fond, considéré alors comme une surface d'iso-contrainte.

- **Cas de la suspension :**

Les particules sont représentées par une concentration, qui obéit à une équation de convection-diffusion. Si l'écoulement est turbulent, ce qui est le cas en rivière, alors la diffusion turbulente est prépondérante.

1.10.2.2 Les modèles Euléro-Lagrangien :

Nous citerons, pour information, le modèle de Bayazit (1972), dont les résultats présentés sous forme d'abaques, sont facilement exploitables.

Ce modèle de simulation de trajectoires est essentiellement destiné à calculer des longueurs de sédimentation de particule solide en régime de Stokes (petite taille) dans les écoulements hydrauliques turbulents.

Dans ce modèle, les fluctuations de vitesses longitudinales et la vitesse moyenne verticale sont négligées, seules les fluctuations verticales et la vitesse moyenne longitudinale sont prises en compte.

Un autre modèle appelé TRAPS, développé par le CEMAGREF est beaucoup plus performant que le modèle de Bayazit. Ce modèle calcule les trajectoires de particules solides en suspension dans un domaine fluide turbulent donné. Il est articulé sur un modèle de

turbulence classique de type modèle $k-\varepsilon$, qui permet une description précise de la structure de la turbulence et du champ des vitesses, en fonction des conditions géométriques et hydrauliques imposées par le cas de figure étudié.

1.10.2.3 Distinction suivant les approches :

Il existe deux approches représentant la suspension solide qui sont :

- L'approche continue ;
- L'approche particulaire.

1.10.2.3.1 Approche continue eulérienne :

L'approche continue ou eulérienne considère le fluide et les MES comme deux milieux continus et permet de résoudre les équations de transport et de conservation de la quantité de mouvement de chaque phase dans un référentiel fixe. Les interactions entre phases peuvent être prises en compte. On parle de description eulérienne d'un milieu lorsque l'on étudie certaines variables d'état comme les vitesses ou la concentration en différents points précis du domaine en question. Ainsi les champs de vitesse acquis expérimentalement dans la plupart des laboratoires sont de type eulériens : les vitesses sont mesurées en des points fixes.

Dans cette représentation, la phase solide est paramétrée par la concentration moyenne locale ou son intégrale sur une section de l'écoulement. Le comportement de la particule individuelle est ignorée.

Citons les modèles dits énergétiques (*Bagnold, 1966, Celik & Rodi, 1991*) qui définissent une capacité de transport de l'écoulement en considérant que l'énergie nécessaire à maintenir les particules en suspension est une proportion fixée de l'énergie de l'écoulement (l'énergie turbulente). Cette proportion est à caler dans chaque cas étudié.

La façon la plus classique de modéliser la concentration c consiste à utiliser une équation de transport analogue à l'équation de transport du moment. Elle s'écrit :

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u_1 \frac{\partial c}{\partial x_1} = \frac{\partial}{\partial x_1} \left(\kappa \frac{\partial c}{\partial x_1} \right) \quad (1.50)$$

Où ;

κ : est la diffusité turbulente qui dépend de l'état de la turbulence.

κ est relié à la viscosité turbulente par la relation :

$$\kappa = \frac{\nu_t}{\sigma_c} \quad (1.51)$$

Avec :

σ_c : le nombre de Schmidt turbulent qui peut être pris constant dans tout l'écoulement.

A partir de nombreuses hypothèses simplificatrices et en considérant en particulier que la vitesse verticale moyenne de la phase solide est la vitesse de chute en eau calme, et sa vitesse horizontale la vitesse moyenne du fluide, Rouse (1937) aboutit à la formule suivante :

$$\frac{c}{c_a} = \left[\left(\frac{D-Y}{Y} \right) \left(\frac{a}{D-a} \right) \right]^z \quad (1.52)$$

Avec :

D : la profondeur

c_a : la concentration à $Y = a$

c : la concentration au niveau y

$$z = \frac{w_s}{u_*' k} \quad (1.53)$$

Où ;

W_s : vitesse de sédimentation.

Une des difficultés d'emploi de ces formules réside dans la détermination de la concentration de référence C_a .

De nombreux auteurs proposent des formules analogues dont certaines sont citées par Smara & Al. (1985) qui après comparaison avec des résultats expérimentaux considérant que ces formules donnent de mauvais résultats. Ils remarquent que la valeur de l'exposant z varie avec la profondeur et proposent alors un modèle «bi-couche» pour décrire la distribution des sédiments sur la verticale.

Pour appliquer l'équation de transport dans des écoulements assez complexes et notamment en présence de recirculation, il est primordial d'avoir une bonne connaissance du champ des vitesses.

Ainsi Van Rijn (1986) calcule les vitesses en utilisant une méthode d'ajustement de profils calée dans le cas d'écoulements non uniformes. Il compare sa méthode avec les résultats issus d'un modèle $k-\epsilon$. Il obtient des résultats satisfaisants mais sa méthode nécessite le calage de coefficients avec des données propres à chaque cas étudié.

Différents modèles classiques de dimensionnement de décanteurs (Hazen, Dobbins, Camp) sont également comparés aux résultats expérimentaux, et donnent de moins bons résultats, ce qui est normal en raison de leur formulation beaucoup plus frustrée (mais ils sont très utilisés en pratique par habitude).

Ces modèles que nous venons de passer en revue sont les plus largement utilisés en pratique et ils donnent de bons résultats. Cependant, ils s'appuient sur une prise en compte globale des interactions fluide-solide. Par exemple, on attribue généralement une vitesse de

chute uniforme à l'ensemble de la phase solide, et on la prend en plus égale à la vitesse de chute en eau calme, ce qui constitue une hypothèse très réductrice de la réalité.

C'est pourquoi pour essayer de pallier aux inconvénients de la représentation continue, on peut voir la phase solide comme un ensemble de particules individuelles pouvant chacune avoir ses caractéristiques propres ce qui permet de prendre en compte les lois dynamiques régissant le mouvement de particules dans un champ de vitesse instantané : C'est la représentation particulaire.

1.10.2.3.2 Approche particulaire Lagrangienne :

La description particulaire ou lagrangienne est plus « naturelle », puisqu'elle correspond au suivi individuel de particules fluides ou solides le long de leur trajectoire respective dans le domaine occupé par le fluide [on entend par particule fluide un volume de fluide dont les dimensions sont grandes devant la taille moléculaire]. Il est bien évident que la façon la plus exacte de décrire la phase solide serait de mener un calcul entièrement couplé des trajectoires de toutes les particules et du champ des vitesses (Yvergniaux P, 1990).

L'approche particulaire ne considère donc plus un nuage de particules dans son ensemble au sein du domaine fluide, mais chaque particule individuellement et étudie son interaction avec les particules fluides.

Les équations qui constituent les modèles dits lagrangiens de suivi de particules (de marche aléatoire ou vol aléatoire) sont souvent présentées comme moins difficiles à résoudre numériquement que celles utilisées par les modèles eulériens. Ces modèles sont plus exactement conservatifs, et non concernés par le phénomène de diffusion numérique. Il est également possible de leur adjoindre un modèle de production ou de destruction (réaction chimique).

Une différence fondamentale par rapport aux modèles eulériens réside dans le fait de ne plus utiliser pour la phase solide l'analogie de Reynolds, souvent critiquée, qui considère la dispersion proportionnelle au gradient de concentration. Pour l'approche lagrangienne, la dispersion est calculée de manière plus physique à partir de considérations statistiques sur le champ de vitesse turbulent.

On suppose en fait que le comportement de la suspension solide peut être décrit par la somme des comportements individuels de chaque particule composant la suspension.

C'est pourquoi les modèles particuliers reconstituent l'une après l'autre les trajectoires de particules solides.

La représentation particulière prend de plus tout son intérêt dans des configurations complexes où les modèles de convection - diffusion donnent de mauvais résultats.

Partie 2 : DONNEES SUR LE CONTEXTE ALGERIEN

1.11 Présentation du contexte Algérien :

1.11.1 Les données naturelles :

Elles sont considérées le plus souvent comme des variables scientifiques, éléments objectifs et mesurables d'appréciation d'une réalité, fixant les atouts et les handicaps, donc les limites à partir desquelles on peut penser et bâtir une politique de développement.

Pour qualifier la situation de l'eau, en tant que ressource, en Algérie, on évoque à la fois le climat et la géologie, et l'on brosse le tableau d'une réalité fortement limitée (Amzert M, 1992).

1.11.1.1 Le relief :

Au nord, un bourrelet montagneux, large de 300 à 400 km, d'âge secondaire et tertiaires, plaqué contre le vieux bâti africain. Ceci a pour conséquences, une rareté des basses terres, plaines littorales, bassins et vallées. L'altitude moyenne y est importante (900m). Les montagnes le plus souvent massives et de hauteur moyenne, (les altitudes ne dépassent que rarement 2000 m), occupent environ le tiers de l'espace.

Le relief algérien dans son ensemble est un relief jeune. Cette caractéristique va avoir de multiples conséquences, notamment en ce qui concerne les eaux superficielles, et leurs aménagements. Ainsi par exemple, des problèmes techniques vont être posés à l'implantation d'ouvrages rigides de mobilisation et de stockage des eaux, en particulier aux barrages réservoirs. La consolidation de ceux - ci exigent souvent, des travaux importants de consolidation qui accroissent le coût final de l'œuvre.

Par ailleurs, cette particularité ainsi que la qualité des roches (peu dures) déterminent le tracé des « oueds » et, de façon partielle, la qualité des matériaux solides qu'ils transportent. Pour comprendre, dans sa totalité, le problème de la densité des matériaux solides transportés par les eaux, il nous faut parler non seulement du ruissellement mais encore des pentes et de l'état du couvert végétal, c'est à dire d'une façon plus générale des facteurs de l'érosion.

1.11.1.2 Les pentes :

Dans les régions les plus arrosées, les pentes aux sols peu profonds, où la culture est difficile, occupent des surfaces importantes et constituent un facteur favorable d'érosion des sols. Le tableau suivant donne quelques indications relatives à la répartition des pentes en fonction des précipitations.

Tableau n° 1.2 : Répartition des pentes et précipitations

Pentes/Précipitations	Pentes de 0 à 12,5 %		Pentes sup à 12,5 %	
	Surface en ha	%	Surface en ha	%
Sup. à 600 mm	1.765.475	35	3.316.202	65
De 400 mm à 600 mm	4.603.863	74	1.689.020	26
Inf. à 400 mm	14.911.740	90	1.325.090	10
Total	21.281.078	77	6.330.312	23

1.11.1.3 Le couvert végétal :

Les phénomènes d'érosion sont accusés par la nature du couvert végétal. Celui – ci a été gravement endommagé par les pratiques de déforestation et de surpâturage dont l'origine est bien sûr très ancienne, mais dont l'importance a été accélérée à l'époque coloniale.

L'appropriation des terres fertiles, par la colonisation conduisant, au refoulement de la population autochtone sur des terres pauvres qui ne pouvaient résister ni à la densification ni aux mécanismes d'exploitation.

Les conséquences de l'érosion sont diverses et souvent qualifiées de dramatiques surtout en ce qui concerne leur impact sur l'activité agricole et son développement futur. En effet du fait de l'érosion 100 ha de terre disparaissent chaque jour. En ce qui concerne l'hydraulique, l'effet le plus marquant est celui de l'envasement des barrages qui réduit considérablement les capacités de stockage de ceux – ci, accroît leur coût d'entretien et augmente le prix du m³ d'eau régularisé.

1.11.1.4 Le climat :

Il est lui aussi, globalement qualifié par les excès et les contrastes : « un climat méditerranéen aux marges du désert ». L'Algérie est classée dans les pays semi – arides, voire dans les pays en voie de désertification.

Cette définition globale, qui suggère une insuffisance des ressources en eau, est expliquée par un certain nombre de mécanismes, dont le principal est le suivant :

L'aridité saharienne ne se limite pas à cet espace, en réalité la sécheresse est aussi une menace constante en Algérie du nord : celle – ci, située aux confins du domaine tempéré méditerranéen, largement ouverte sur le Sahara, est rattachée pendant l'été au domaine subtropical et à ses hautes pressions.

Le climat influe sur la circulation naturelle de l'eau ; celle – ci est caractérisée par un certain nombre de facteurs qui en font la spécificité.

1.11.1.4.1 L'évaporation :

Toutes les sources statistiques font état d'un volume d'eau atmosphérique de 65 milliards de m³ pour l'Algérie du nord. Ce potentiel hydrique non négligeable, nous conduirait à une première contradiction, s'il n'était à pondérer par une structure allant dans le sens de sa diminution. La répartition naturelle qui résulte de la circulation de l'eau se ferait globalement de la façon suivante :

- 15 milliards de m³ sont drainés par les oueds.
- 3 milliards de m³ s'infiltrent.
- 47 milliards de m³ s'évaporent.

Cette structure fait apparaître l'évaporation comme le phénomène naturel qui limite le potentiel hydrique du pays, et qui a pour conséquence de contribuer à la dégradation des sols par assèchement et accroissement de leur salinisation. Celle – ci joue également pour les eaux stockées, limitant leurs usages.

1.11.1.4.2 L'irrégularité des précipitations :

Ce phénomène est caractéristique des pays méditerranéens ; il se manifeste à la fois dans l'espace et dans le temps.

La répartition des précipitations dans l'espace est marquée d'une double dissymétrie : Nord – sud, Est – Ouest, limitant « l'Algérie hydraulique » aux 120 000 km² constitués par les bassins versants tributaires de la Méditerranée.

Tableau n° 1.3 : Répartition spatiale des précipitations

Hauteur (mm)	Ouest	Centre	Est
Littoral	400	700	900
Atlas tellien (plaines)	500	450	700
Atlas tellien (reliefs)	600	700 – 1000	800 – 1600
Atlas saharien	200	200	400 – 700
Sahara septentrional	50	0	150

L'irrégularité dans le temps se manifeste à la fois de manière saisonnière, pluies mal réparties dans l'année, et surtout sécheresse d'été, et par des différences interannuelles souvent très marquées, prenant l'allure de véritables catastrophes pour les hommes et pour la production agricole végétale et animale.

En effet, en Algérie du nord l'année est rythmée par l'alternance d'une saison sèche chaude, et d'une saison humide, fraîche, ou froide. La sécheresse de l'été, de 3 mois sur le littoral Est à 4 mois sur le littoral Ouest, passe rapidement à 5 et même à 6 mois à l'approche de l'Atlas Saharien. Elle s'accompagne de moyennes mensuelles, pour le plus chaud, de 27 à 30°C ; mais les vents d'Est et de Sud, guebli et sirocco, peuvent faire passer ces températures très largement au dessus de 40 °C pendant plusieurs jours : cette saison est celle d'un arrêt quasi – total du cycle végétatif.

Le tableau suivant illustre ces phénomènes d'irrégularité spatiale et saisonnière des précipitations.

Tableau n° 1.4 : Précipitations mensuelles – moyennes des années 1931 à 1960

Ville /Mois	jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Alger (centre)	116	76	57	65	36	14	2	1	27	84	93	117	691
Oran (ouest)	70	54	35	33	19	7	1	3	16	43	46	67	394
Biskra (est)	13	11	19	15	9	4	1	6	17	18	19	16	148
Bechar (sud)	7	9	13	8	3	2	0	4	7	13	13	10	90

1.11.1.5 Le potentiel hydraulique :

Toutes les eaux présentes et courantes dans le milieu naturel ne sont pas ressources, c'est la raison pour laquelle il faut examiner les paramètres qui influent sur la constitution du potentiel hydraulique et sur les conditions de son renouvellement. On peut distinguer les eaux souterraines et les eaux de surface.

1.11.1.5.1 Les eaux souterraines :

L'un des traits dominants, est que les fortes potentialités, autorisant une exploitation intensive, par des champs de captage groupés, sont localisées dans deux types d'aquifères principaux :

- Certaines formations calcaires étendues, libres ou captives, Plateau de Saïda, Nappe de Tolga.
- Les grandes plaines d'effondrement, comblées par un remplissage alluvial important, bien alimentées, tant par les précipitations que par les oueds qui traversent (plaine de la Mitidja, de Annaba, de Chlef,...).

L'exploitation des eaux souterraines est considérablement limitée par différents facteurs :

Le relief, présent sur près de la moitié de l'Algérie du nord.

Le morcellement et le compartimentage des réservoirs, dus à l'érosion et (ou) à la tectonique.

Le manque de puissance des aquifères qui rendent l'exploitation intensive difficile.

La faiblesse des débits unitaires des forages, qui entraînent un nombre de captages exagérés.

Les risques de salure des nappes en bordure de mer ou au voisinage des dépressions fermées (Chotts et Sabkhas).

Les potentialités en eau souterraine, directement accessibles pour l'exploitation, par forage, sont évaluées à 1,750 milliards de m³ dans la région située au nord de l'Atlas Saharien et à près de 5 milliards de m³ pour le Sahara, essentiellement composés des nappes du Sahara septentrional.

Ces ressources, ont été très largement exploitées, 90% au moins et leurs perspectives de développement sont relativement limitées.

1.11.1.5.2 Les eaux superficielles :

Les écoulements superficiels sont évalués à 12,4 milliards répartis comme suit :

- Bassins méditerranéens 11,1 milliards de m³.
- Bassins fermés des hautes plaines 0,7 milliard de m³.
- Bassins sahariens 0,6 milliard de m³.

La répartition des écoulements superficiels est très inégale, du Nord vers le Sud et de l'Est vers l'Ouest. La zone du tell, ne représente que 7% de la superficie du pays, alors qu'elle draine 90% de l'écoulement total. La même hétérogénéité est observée d'Ouest en Est dans le tell, puisque les bassins du centre et de l'Est reçoivent 80% de l'apport total de cette zone. Dans les zones steppiques et sahariennes, les écoulements superficiels sont très faibles et se manifestent généralement sous forme de crues épisodiques.

Globalement le potentiel hydraulique, est de 19,1 milliards de m³ (12,4 + 1,7 + 5).

Le tableau suivant permet de le comparer à celui des autres pays du Maghreb.

Tableau n° 1.5 : Comparaison des flux moyens des trois pays du Maghreb

Pays	Flux moyen (m ³ /an)		
	Superficiel	Souterrain	Total
Algérie	12,4	6,7	19,1
Maroc	21	9	30
Tunisie	2,65	1,72	4,35
Ensemble	35,2	17,4	52,6

On peut illustrer les inégalités de potentialités entre les différentes régions de l'Algérie. C'est l'objet du tableau suivant :

Tableau n° 1.6 : Comparaison des ressources en eau entre régions en Algérie

Région	Eaux de surface (Hm ³)	Eaux souterraines (Hm ³ /an)
Algérois	3010	410
Oranie	645	200
Constantinois	3000	174
Annaba	1340	44
Sud Atlas	70	20
Sahara	250	4950

1.11.2 La sédimentation des retenues Algériennes :

Dans le contexte Algérien, la sédimentation dans les retenues constitue sans doute la conséquence la plus grave de l'érosion hydrique, où l'eau présente deux facteurs : son insuffisance et sa répartition inégale.

En dépit de ça, le potentiel hydraulique perd annuellement environ 30 millions de mètres cubes.

Par contre, la problématique de la sédimentation des retenues dans les pays tempérés (en l'occurrence la France) est plus récente et répond à des préoccupations environnementales (Bouchard J.P, 1996). En France par exemple, on a tendance à vouloir garder les sédiments au sein de la retenue plutôt que les chasser.

En effet, la sédimentation ne représente qu'une fraction minime du volume du réservoir, mais le rejet de ces vases dans le milieu, lors d'opération d'exploitation comme les vidanges peut avoir des conséquences nuisibles pour le milieu et perturber les usagers de l'eau (Poirel A, 2001).

Le besoin d'une gestion des sédiments dans les retenues s'est donc fait sentir de plus en plus nettement avec l'augmentation des contraintes réglementaires qui pèsent sur l'exploitation (Bouchard J.P 2001).

En Algérie, la problématique est bien différente. La plupart des grands barrages sont implantés en zone septentrionale, dans des bassins versants qui présentent un relief jeune et tendre, et des sols peu couverts. Les précipitations se caractérisent à leur tour par deux éléments qui sont :

La rareté où la mauvaise répartition dans le temps et dans l'espace, et l'intensité.

Tous les paramètres cités plus haut favorisent l'érosion et accentuent le transport solide, qui viendra à son tour combler les retenues en entraînant la perte de la capacité du barrage. A titre d'exemple, le barrage (Ksob) perd annuellement 6% de son volume. Donc, on voit nettement que le processus de sédimentation diminue la durée de vie des ouvrages.

Trente-sept barrages en exploitation actuellement totalisent une capacité initiale de 3,9 milliards de mètres cubes pour un volume régularisé garanti de 1,7 milliards de mètres cubes d'eau (Rémini et al., 1997).

En 1990, le volume envasé était de 430 millions de mètres cubes soit 11% de la capacité disponible (levés bathymétriques 1986, actualisés). Il est estimé à 933 millions de mètres cubes en 2010 pour les seuls barrages existants aujourd'hui, soit 24% de la capacité actuelle [voir le tableau (1.9)].

D'après les résultats du suivi des barrages effectué par L'A.N.B (l'agence nationale des barrages) et la projection pour l'an 2010, il ressort que quelques barrages finiront par périr (exemples : Fergoug, Boughzoul, Zardezas) si des dispositions radicales ne sont pas prises, d'autres (Ghrib, Bouhanifia, Hamiz,...) ne pourront plus garantir les quantités d'eau potable et d'irrigation nécessaires.

Tableau (1.7) : L'état d'envasement des barrages en exploitation en Algérie

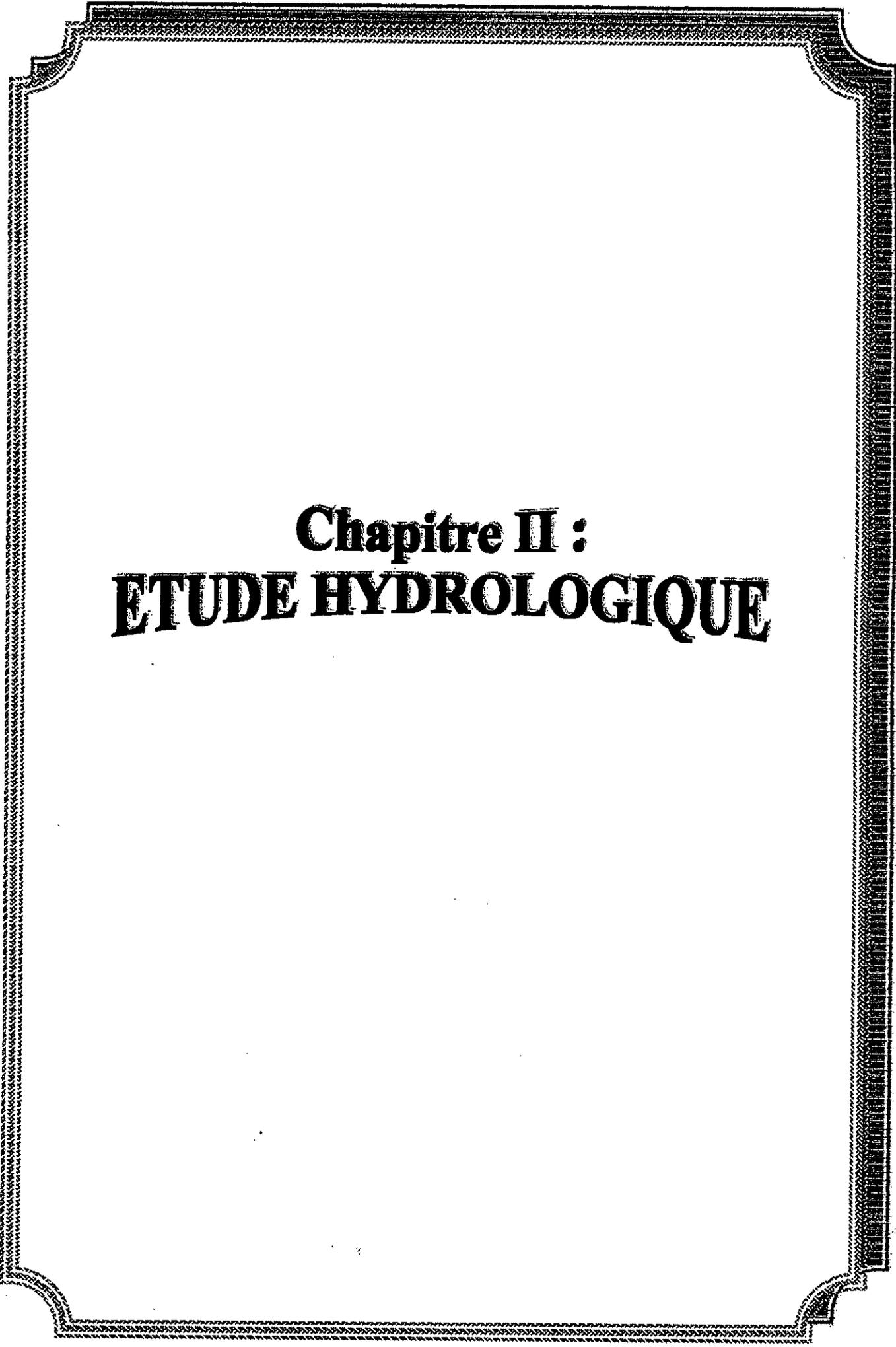
Barrage	Wilaya	Oued	Année de mise en eau	Capacité initiale Hm ³	Capacité estimée en 1998	Envasement annuel Hm ³	Taux d'envasement %	Destination
Meurad	Tipaza	Boujabroun	1860	0.9	0.3	.005	67	IR
F.Gherza	Biskra	Al Biod	1950	47.0	17.2	0.8	63	IR
Fergoug	Mascara	ElHammam	1970	18.0	7.0	1.50	61	AP AI IR
B.Amrane	Boumerdes	Isser	1988	16.0	7.1	4.10	56	Keddara
O Fodda	Chlef	Fodda	1932	228.0	101.5	2.66	55	IR

Ghrib	Ain Defla	Chlef	1939	280.0	127.9	3.20	54	AP IR
F Gueiss	Khenchela	Gueiss	1939	3.0	1.6	0.03	47	IR
Zardezaz	Skikda	Saf Saf	1977	31.0	17.3	0.25	44	AP AI IR
Bouhanifia	Mascara	ElHammam	1948	73.0	42.5	0.78	42	Fergoug
Boughzoul	Médéa	NahrOussal	1934	55.0	35.6	0.66	35	Ghrib
Ksob	Msila	K sob	1977	29.5	22.5	0.30	24	IR
Hamiz	Boumerdes	Arbatache	1935	21.0	16.3	0.35	22	IR
Bakhada	Tiaret	Mina	1963	56.0	44.5	0.27	21	AP IR
H Grouz	Mila	O Rhumel	1987	45.0	38.6	0.40	14	AP IR
Beni Bahdel	Tlemcen	Tafna	1952	63.0	54.1	0.20	14	AP IR
Djorf Torba	Bechar	Guir	1969	350.0	301.3	1.30	14	AP IR
Merdja SA	Relizane	Chlef	1984	54.9	48.0		13	IR
S M B A	Relizane	Mina	1978	235.0	213.0	1.00	9	AP AI
Deurdeur	Aindefla	M Tighzir	1984	115.0	104.5	0.83	9	AP IR
Ain dalia	S.Ahras	Medjerra	1987	82.0	75.5	0.75	8	AP AI
Lekhal	Bouira	Lakhal	1985	30.0	28.0	0.17	7	AP IR
Bouroumi	Blida	Bouroumi	1985	188.0	178.8	0.80	5	IR
Sarno	S b Abbas	Sarno	1954	22.0	21.2	0.12	4	AP IR
Cheffia	El Tarf	Bounamoussa	1965	171.0	166.4	0.17	3	AP AI IR
Meffrouch	Tlemcen	Meffrouche	1963	15.0	14.6	0.12	3	AP IR
Ain Zada	Bordj B A	Bouselem	1986	125.0	125.0	0.50	0	AP IR
Babar	Khenchla	Babar	1995	41.0	41.0		0	IR
Beni Zid	Skikda	Beni Zid	1993	40.0	40.0		0	AP IR
Boukerdane	Tipaza	El Hachem	1992	97.0	97.0	0.36	0	AP IR

C.Bougara	Tissemsilt	Nahr Oussal	1989	13.0	13.0	0.30	0	IR
Cheurfa 2	Mascara	Mebtough	1992	81.1	81.1	0.36	0	IR
Dahmouni	Tiaret	Nahr Oussal	1987	41.0	41.0		0	IR
Gargar	Relizane	O Rhiou	1988	450.0	450.0	4.50	0	IR
Guenitra	Skikda	Fessa	1984	125.0	125.0	0.13	0	AI IR
H.Debagh	Guelma	Bouhamdane	1987	220.0	220.0	0.53	0	IR
Harreza	Ain Defla	Harreza	1984	75.0	75.0	0.28	0	IR
Keddara	Boumerdes	Boudouaou	1985	145.6	145.6	0.05	0	AP
Ladrat	Médéa	Ladrat	1989	10.0	10.0		0	IR
Harbil	Médéa	Harbil	1988	1.0	1.0	0.50	0	Bouroumi
O Cherf	S Ahras	Cherf	1995	157.0	157.0	0.52	0	AP IR
Ouizer	Mascara	Taria	1985	100.0	100.0	0.30	0	Bouhanifia
S Abdelli	Tlemcen	Isser	1988	110.0	110.0	0.18	0	AP IR
S yacoub	Chlef	Ardjen	1985	280.0	280.0	0.17	0	IR

Symboles AP :Alimentation en eau potable ; AI : Alimentation en eau industrielle ; IRR : Irrigation.

Le déficit en capacité de stockage croît sans cesse au fil des temps et au même moment la demande en eau augmente vu le taux de croissance démographique galopant (2,8%). En couronnement de ça, des statistiques pessimistes annoncent que d'ici 2025, si l'Algérie ne dégage pas les moyens appropriés et n'adopte pas une politique d'eau, forcément elle sera amenée à importer de l'eau pour sa consommation !.



Chapitre II :
ETUDE HYDROLOGIQUE

2.1 APERÇU SUR LA METHODE QDF :

2.1.1 Préambule :

Le volet hydrologique représente une phase assez importante pour l'étude du cycle sédimentaire d'un bassin versant. Notre travail a été d'adopter une méthodologie hydrologique pour déterminer les données nécessaires pour les injecter dans le contexte général du cycle sédimentaire. Cette méthodologie doit donc être :

- Conceptuellement simple, au sens de : ne nécessitant pas de compétences préalables hydrologiques pointues, tout en restant rigoureuse,
- Suffisamment précise pour produire des références hydrologiques raisonnablement indiscutables.
- Economique en données tout en permettant qu'elle soit enrichie par des données locales éventuellement disponibles.

La méthode présentée ici provient des recherches entreprises au Cemagref depuis des années dans le domaine de l'hydrologie de synthèse.

La notion de régime des eaux est intéressante pour l'aménageur qui la privilégie, sans le savoir éventuellement. Cela ne recouvre pas uniquement une gamme d'échelle temporaire (quelques dizaines d'années, la durée de vie d'ouvrages d'art) et spatiale (le bassin versant de quelques à quelques centaines de km²), mais aussi certains descripteurs bien identifiés et analytiquement validés, caractérisant tel ou tel phénomène global considéré. Par exemple, les

phénomènes de crue à l'échelle du bassin versant semblent correctement caractérisés (c'est à dire produisent une certaine stationnarité) par deux descripteurs locaux du bassin versant lui-même que sont le Q_{1XA10} (débit instantané maximal annuel décennal) et une durée D (durée pendant laquelle la moitié du débit de pointe d'une crue quelconque est dépassée).

Les modèles Débits - Durée - Fréquence sont simples à caler et faciles à utiliser, ils permettent globalement de procéder à une analyse fréquentielle des crues sur un bassin versant donné et de produire une relation analytique entre débits (en un point donné) et durées (de quelques heures à plusieurs dizaines de jours selon la taille du bassin versant considéré), ceci pour n'importe quelle fréquence souhaitée (Michel C., 1989).

2.1.2 Introduction :

La connaissance (par modélisation quantitative) des deux fonctions qui sont : la fonction de production et la fonction de transfert, permet une modélisation du cycle de l'eau à l'échelle du bassin versant.

Malheureusement, la connaissance analytique complète (par modélisation) de ces deux fonctions est rarement disponible.

Il existe de nombreux modèles simplifiés : en particulier la plupart des modèles dits "pluie-débit" qui n'ont plus réellement de caractère analytique lié à la représentation mécaniste des deux fonctions fondamentales du cycle de l'eau, mais qui donnent, en s'appuyant sur des données difficilement exploitables pour extraire une information fréquentielle (débit en fonction d'une période de retour donnée par exemple).

Un autre type de modélisation est possible, qui donne des résultats opérationnels fiables, à la fois en termes de débits, de fréquences (périodes de retour) et de durées, il s'agit de la modélisation synthétique qui s'appuie sur la connaissance globale du régime hydrologique d'un bassin versant sans chercher à en connaître analytiquement les processus détaillés qui le caractérisent. C'est une modélisation de ce type dont le résultat s'exprime par des abaques "Débits-Durées-Fréquences" (QdF) sur un bassin versant donné.

2.1.3 Principe :

Fondamentalement le modèle QdF proposé s'appuie :

- D'une part, sur une modélisation conceptuelle préalable générique qui ne dépend pas d'un bassin versant ou d'un régime hydrologique particulier.
- D'autre part, sur la connaissance de deux paramètres locaux caractérisant le régime hydrologique spécifique du bassin versant étudié. Il s'agit d'une part du Q_{IXA10} , débit instantané maximal annuel de fréquence 0.9 (durée de retour 10 ans), et de D , dite durée caractéristique du bassin versant, (appelé parfois D de Socose) qui est la durée pendant laquelle la moitié du débit de pointe des crues est dépassé. Ces paramètres sont calculés de diverses manières, soit directement à partir des données et des connaissances disponibles localement, soit approchés à partir de formules régionales ou nationales dans le cas des bassins non-jaugés.

Il existe de nombreuses formulations sommaires disponibles pour le calcul de Q_{IXA10} et D , nous citons par exemple les méthodes CRUPEDIX, SOCOSE. La détermination de ces deux paramètres permet d'appliquer le modèle générique choisi au préalable sur le bassin versant étudié (Galéa et al., 1994).

2.2 ANALYSE HYDROLOGIQUE

Le suivi hydrométrique effectué en amont de la retenue de Zardezas (Fig. 2.2) nous permet 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 (GUILLOT et DUBAND, 1967), 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 (Fig.2.2), ce qui n'est pas du meilleur choix mais le seul possible (Bessenasse et al., 2003).

2.2.1 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 $QCXd$ (Fig.2.1) : $VCXd$ 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, nous poserons $V_d=VCXd$ et $Q_d=QCXd$.

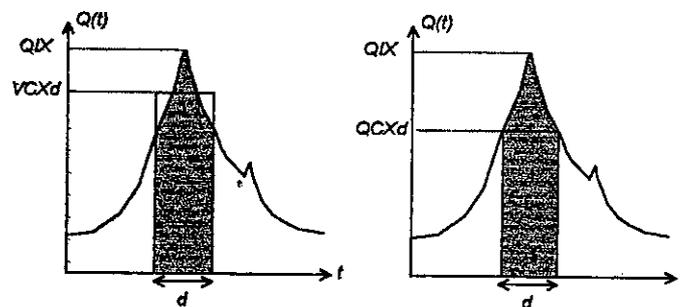
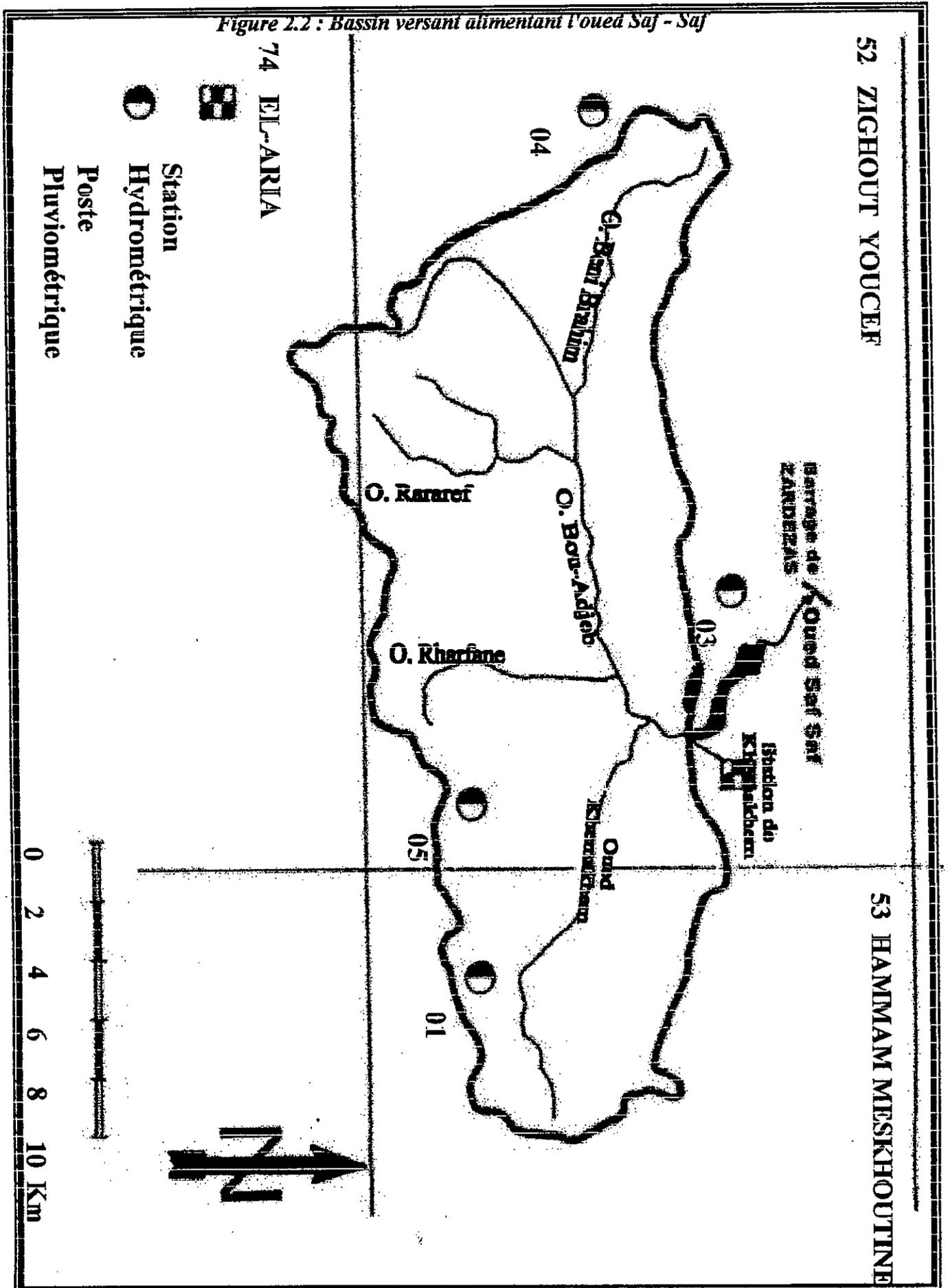


Figure 2.1 Définition des variables hydrologiques

Figure 2.2 : Bassin versant alimentant l'oued Saf - Saf



2.2.2 Crues de faible période de retour ($0.5 \leq T^1(\text{an}) \leq 10$)

La distribution relative aux observations de débit pour une durée d^2 donnée est représentée par une loi exponentielle adaptée aux valeurs supérieures à un seuil (2.1).

$$V_d(T) = Gq_d \ln(T) + Q0_d \quad (2.1)$$

où Gq_d : gradex des débits ou encore paramètre d'échelle de la loi, $Q0_d$: paramètre de position de la loi.

Les distributions relatives aux différentes durées d , et ce quelle que soit la loi fréquentielle choisie, ont tendance à converger vers les faibles périodes de retour. Cette constatation faite par (JAVELLE, 2001) lui a permis d'élaborer un concept de modélisation dit du modèle QdF convergent. Ce concept, qui utilise la propriété d'affinité des distributions de différentes durées d , permet de proposer un modèle QdF à faible nombre de paramètres, dont l'équation (2.2) est indépendante du choix de la loi statistique.

$$V(d, T) = \frac{V(d=0, T)}{1 + d/\Delta} \quad (2.2)$$

avec $V(d=0, T)$: loi statistique des débits de pointe (QIX) consolidée par modélisation, Δ un paramètre du modèle, assimilé à un temps.

Lorsque Δ est connu, les autres distributions de durée d se déduisent de la distribution modélisée des débits de pointe $V(d=0, T)$. Ainsi, dans le cas où la loi statistique choisie est la loi exponentielle à deux paramètres (2.1), l'équation (2.2) peut s'écrire .

$$V(d, T) = \frac{a(0) \ln T + X0(0)}{1 + d/\Delta} \quad (2.3)$$

Les 3 paramètres $a(0)$, $X0(0)$ et Δ sont ajustés sur l'ensemble des quantiles expérimentaux (JAVELLE, *et al.*, 1999 ; JAVELLE *et al.*, 2002) relatifs aux durées d étudiées.

¹ T : période moyenne de retour notée T au lieu de T_s (loi sup-seuil).

² d en indice signifie une valeur discrète de d ; T entre parenthèses (T) signifie que T varie continûment.

Pour le bassin du Saf Saf, nous obtenons l'équation :

$$V(d,T) = \frac{110 \ln T + 109}{1 + d/15.8} \quad (2.4)$$

2.2.3 Crues de grande période de retour ($10 < T(\text{an}) \leq 1000$)

Le modèle d'extrapolation (2.5) des distributions relatives à (2.4) aux quantiles de grande période de retour est déduit d'une variante du modèle du Gradex (MICHEL et OBERLIN, 1987).

$$V(d,T) = V(d,10) + \left[C(d) \cdot \ln \left(1 + \frac{A(d)}{C(d)} \cdot \frac{T-10}{10} \right) \right] \cdot Q_{10} \quad (2.5)$$

où $V(d,10)$ est donné par (2.4), $T=10$ ans est le seuil fréquentiel d'extrapolation,

$$A(d) = \frac{110}{Q_{10} \cdot \left(1 + \frac{d}{15.8} \right)} \quad \text{et} \quad C(d) = \frac{1}{0.569 \frac{d}{D} + 0.69} + 0.046$$

La durée caractéristique de crue D du bassin versant du Saf Saf, estimée au sens de Socose (CTGREF, 1980) à partir des quelques crues observées disponibles, est voisine de 4h ($D=4h$). Diverses études de régionalisation des crues, sous différents climats, ont montré la constance du ratio $\Delta D=3.5$. Pour le bassin du Saf Saf le ratio est de 3.95, ce qui consolide l'ordre de grandeur d'estimation de D . Le débit de pointe décennal Q_{10} est déduit du modèle (2.4). $C(d)$ représente le gradex des pluies maximales implicite d'un modèle QdF à référence typologique (GALEA et PRUDHOMME, 1997) particulièrement bien adapté aux bassins à crues rapides.

2.3 PRESENTATION DES RESULTATS

Les résultats sont présentés sous forme de courbes (fig.2.3 et fig: 2.4).

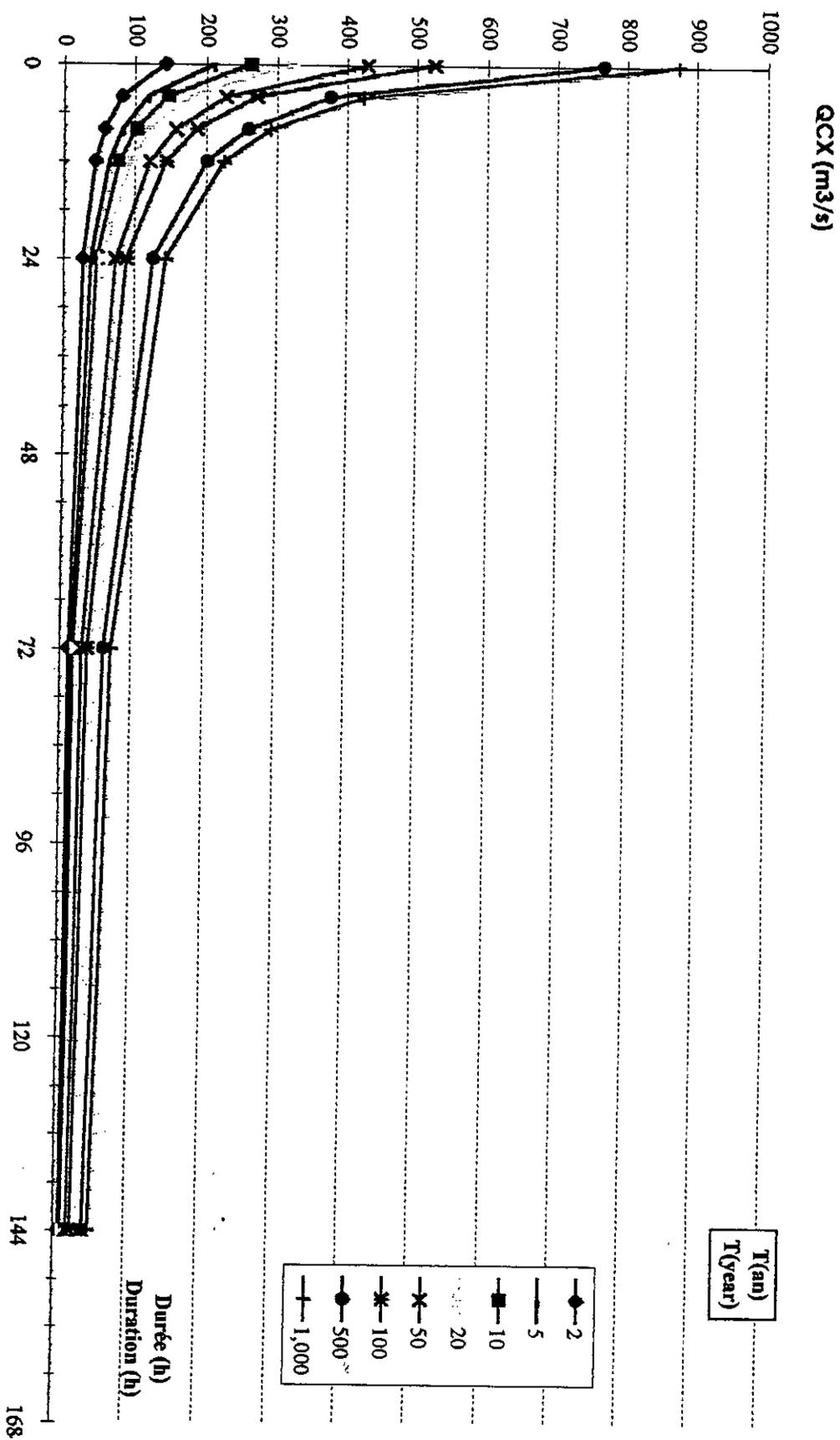


Figure 2.3 : Courbes en QCX du bassin du SAF-SAF

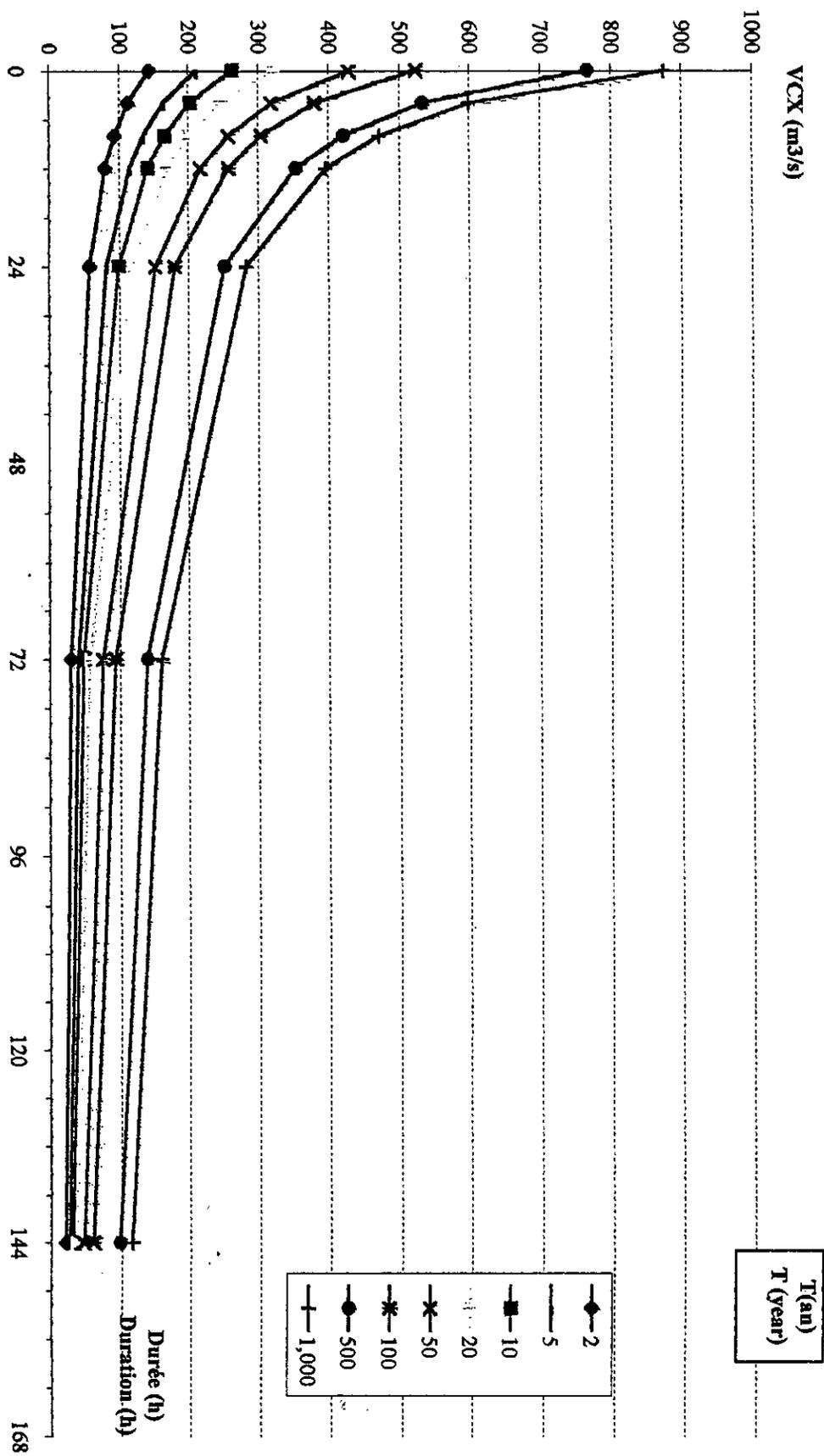


Figure 2.4: Courbes en VCCX du bassin du SAF-SAF

2.3.1 Distributions modélisées et quantiles de crue

La figure (2.5) visualise les modélisations QdF obtenues pour les crues, de faible (2.4) ou de grande (2.5) période de retour, ainsi que les échantillons observés ou estimés par extrapolation. Nous constatons deux événements exceptionnels en pointe de période de retour théorique proche de la centennale et dont les volumes sur 24h sont beaucoup plus rares, voire très rare pour l'un d'eux. Pour le pas de temps de 24h, l'extrapolation relative à (2.5) vérifie les quantiles rares expérimentaux (Fig.2.5) estimés à partir du gradex des pluies maximales connu ($G_{p_{24h}}=24.7\text{mm}$).

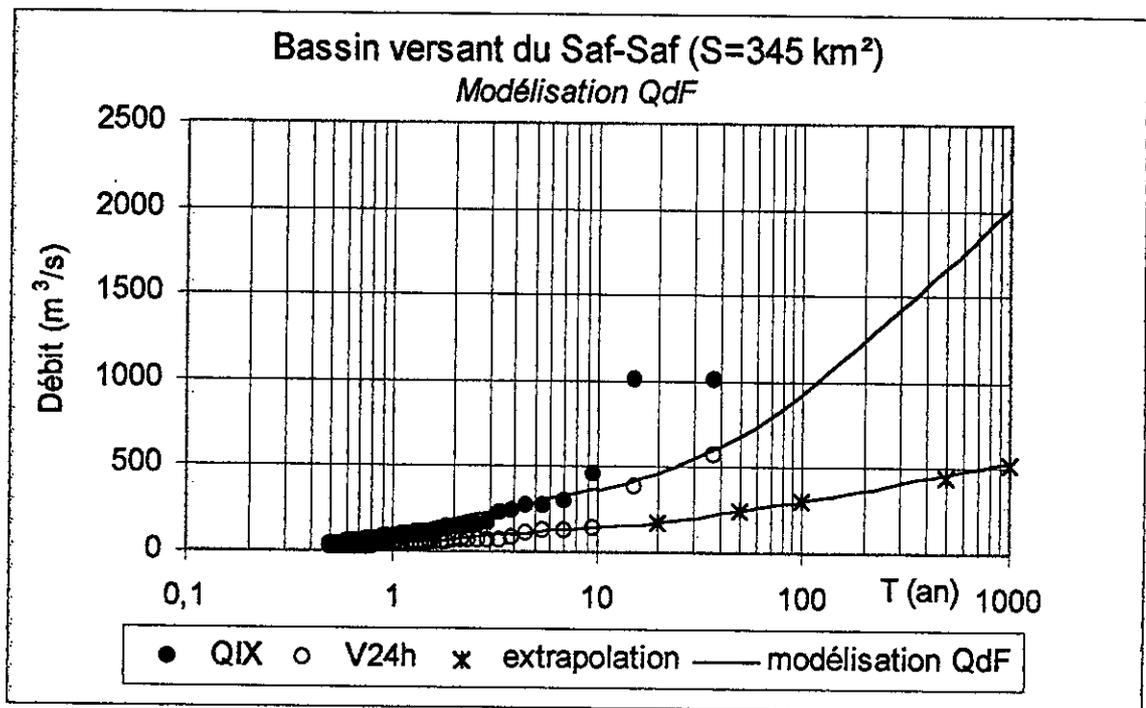


Figure 2.5 Modélisation QdF du régime des crues

Les principaux quantiles déduits des modélisations (2.4) et (2.5) sont portés dans le tableau 2. A ces quantiles de débit moyen de crue $V(d,T)$ sont associés des quantiles de débit seuil dépassé $Q(d,T)$ obtenus par dérivation (GALEA et PRUDHOMME, 1994 ; JAVELLE, 2001) selon (11) et qui vont permettre de construire des hydrogrammes de projet :

$$Q(d,T) = \frac{\partial[d \cdot V(d,T)]}{\partial d} \quad (2.6)$$

Tableau 2.1 : Quantiles de crues de débit moyen modélisés

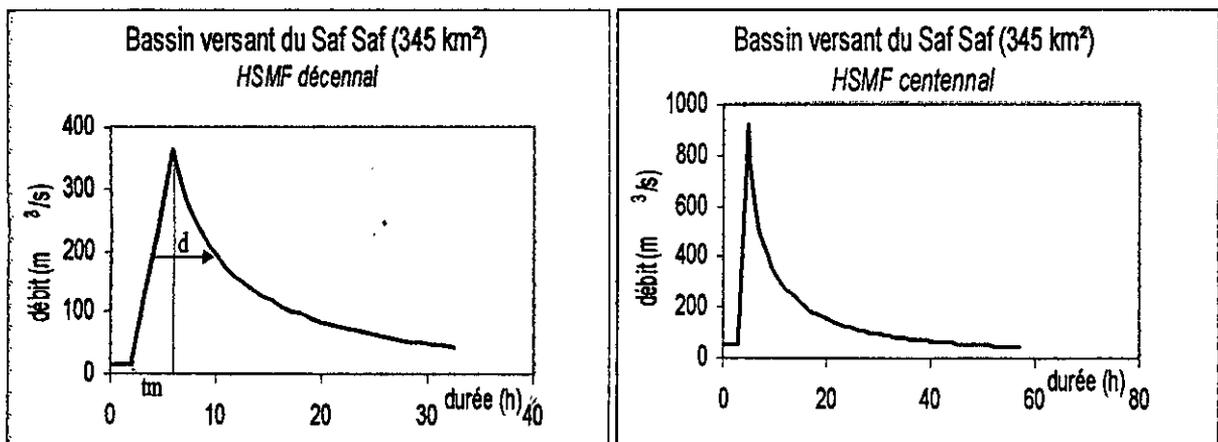
Quantiles V(d,T) (m ³ /s)										
d (h)	T(an)									
	0,5	1	2	5	10	20	50	100	500	1000
0	32,8	109	185	286	362	462	684	925	1658	2013
4	26,2	87,0	148	228	289	366	523	679	1116	1320
6	23,8	79,1	134	207	263	332	469	602	968	1137
12	18,6	62,0	105	163	206	259	359	453	702	816
24	13,0	43,3	73,7	114	144	181	247	307	465	537
48	8,1	27,0	46,0	71,0	89,9	113	154	191	289	333

La forme (2.7) dérivée de (2.4), de présentation simple, est donnée pour exemple. Les quantiles de crue de faible période de retour sont récapitulés dans le tableau (2.1), de même que les quantiles rares.

$$Q(d,T) = \left(\frac{110 \ln T + 109}{(1 + d / 15.8)^2} \right) \quad (2.7)$$

2.3.2 Définition de l'hydrogramme de projet

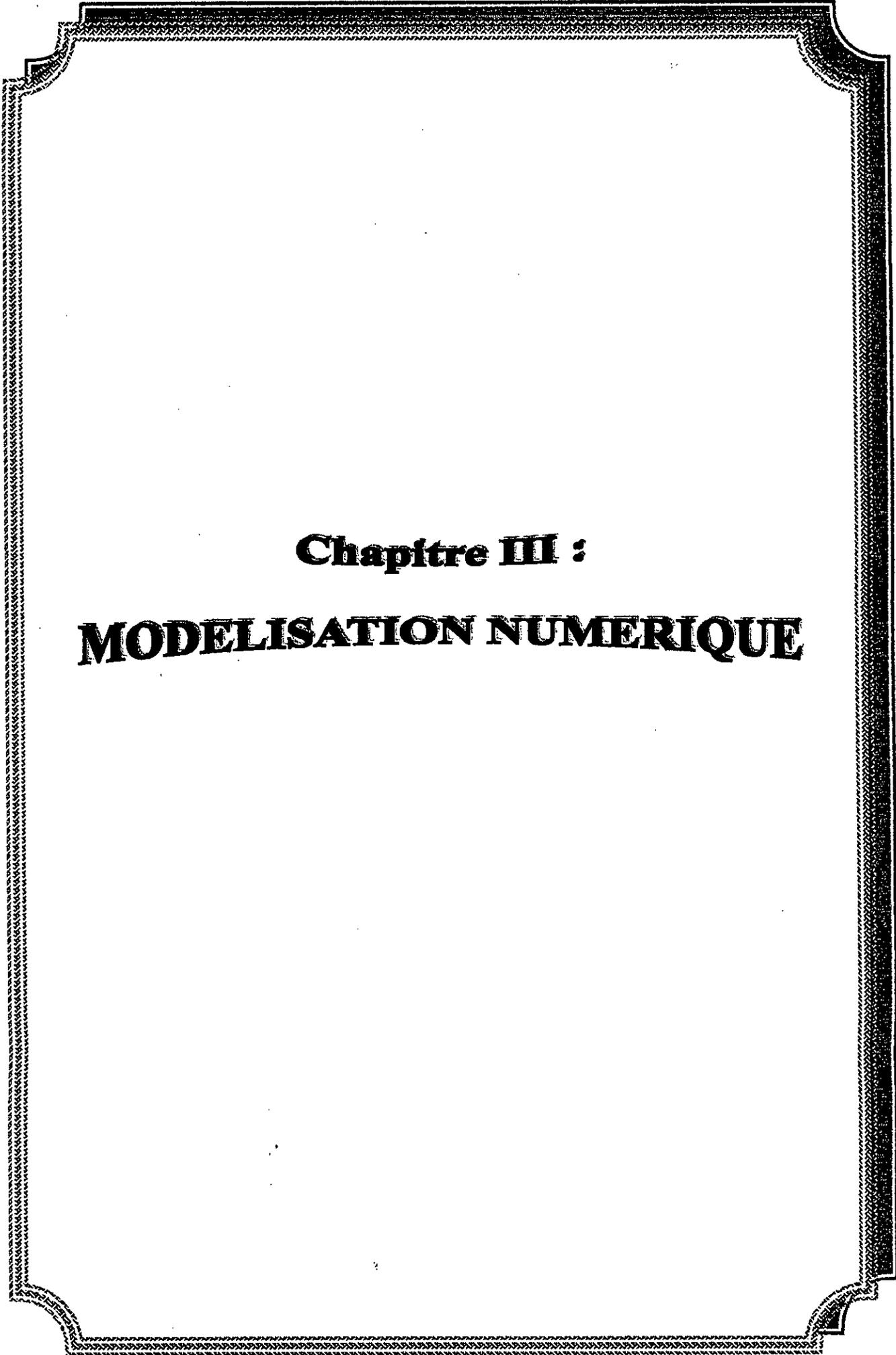
Figure 2.6 Exemples d'hydrogrammes de synthèse monofréquence (HSMF)



L'hydrogramme de projet, dit encore Hydrogramme de Synthèse Monofréquence (HSMF), est défini (exemple : Fig 2.6) par un temps de montée tm de 4h ($tm \leq D=4h$) et une courbe de récession $Q(d,T)$ relative aux durées d (Tab.2.2). 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.

Tableau 2.2 : Quantiles de crues de débit seuil dépassé modélisés

Quantiles $Q(d,T)$ (m^3/s)										
d (h)	T(an)									
	0,5	1	2	5	10	20	50	100	500	1000
0	32,8	109	185	286	362	462	684	925	1658	2013
4	20,9	69,5	118	182	231	290	401	504	769	887
6	17,2	57,3	97,4	151	191	239	324	400	589	672
12	10,6	35,3	60,0	92,6	117	146	193	233	329	370
24	5,20	17,2	29,3	45,2	57,3	71,2	94,6	114	163	185
48	2,02	6,71	11,4	17,6	22,3	28,2	40,0	51,4	82,3	96,5



Chapitre III :
MODELISATION NUMERIQUE

3.1 MODELES MATHEMATIQUES (NUMERIQUES) SUR LA SEDIMENTATION

3.1.1 Définition

On peut dire qu'un modèle numérique de transport solide est en général l'intégration de deux modules :

1. Un module d'écoulement permet le calcul à chaque pas de temps de la hauteur, du débit, de la vitesse dans :
 - Chaque section : modèle unidimensionnel (filaire ou maillé)
 - Chaque maille : modèle bi – dimensionnel.

2. Un module transport solide, qui :
 - Assure la conservation de la masse du sédiment,
 - Transporte le sédiment grâce à une loi de transport solide semi – empirique.

Un modèle numérique de transport solide a donc pour but le calcul de la variation de volume, et donc de la hauteur moyenne du fond, dans une section ou une maille, en fonction du temps (Unesco, 1986).

3.1.1.1 Limites d'application

Suivant la définition ci – dessus, un modèle numérique de transport solide ne peut être utilisé en régime permanent, puisque son objet est de calculer les variations du fond en fonction du temps.

Ainsi un modèle numérique n'a pas de sens pour la recherche du profil d'équilibre en régime permanent : cet équilibre en régime permanent est directement accessible, sans recours au modèle, et l'état d'équilibre asymptotique que donnerait le modèle pour des conditions aux limites stationnaires n'est pas plus pertinent.

En revanche, il permet d'intégrer des variations successives de débit dans un cours d'eau, par exemple à l'amont d'un seuil ou au débouché en mer ou encore à un confluent.

D'une façon générale, ces modèles sont basés sur les équations du mouvement et de continuité de l'eau et des matériaux solides sur un fond mobile. Depuis quelques années, plusieurs auteurs ont proposé des modèles ayant un degré de complexité croissant.

Un modèle complet de la sédimentation dans une retenue demanderait une représentation mathématique en trois dimensions de l'écoulement de l'eau et du transport solide. Cela dépasse encore les possibilités des calculs hydrauliques.

Des modèles mathématiques pour des écoulements turbulents tels que ceux développés par Rodi (1981) permettent la résolution de champs d'écoulement à deux et à trois dimensions avec certaines limites.

En principe, il est possible d'ajouter un calcul de la quantité nette de sédiments à de telles solutions, et donc d'élargir la visée de ces modèles mathématiques. Les essais de Haugel (1977) et d'Ariathurai et Krone (1976), bien qu'ils ne s'appliquaient pas à la sédimentation des retenues, ont ouvert la voie pour de telles applications.

Cependant, pour les besoins pratiques, un modèle à une dimension peut suffire, et la plupart des travaux sur la sédimentation utilisent ce type de modèle. Les modèles décrits par Yücel et Graf (1973), Thomas et Prasuhn (1977), Cunge et Perdreau (1973), Bruk Miloradov (1968, 1977, 1980) et d'autres, et mentionnés par Karaushev (1961), Bogar (1971), Simons et Sentürk (1977) etc... se ressemblent quant aux simplifications et aux suppositions qui rendent leur utilisation possible.

3.1.1.2 Simplifications

Les principales simplifications et suppositions appliquées fréquemment aux modèles se basent sur les considérations suivantes :

1. La prédominance de la longueur d'une retenue sur les deux autres dimensions puisque la longueur de la retenue dépasse normalement sa largeur et la profondeur, une approximation à une dimension est alors justifiée. On intègre ensuite les équations de l'écoulement de l'eau et du transport solide sur le profil en travers.
2. La différence entre la vitesse de modification des cotes de l'eau et celle des cotes du lit. Les variations de la cote de l'eau en fonction des débits différents sont plusieurs fois plus rapides que la réponse du lit à ces variations. Cela permet de calculer l'écoulement de l'eau et le transport solide séparément, d'une façon consécutive et non simultanée.
3. Les faibles valeurs des termes d'inertie dans les équations de l'écoulement de l'eau. Les équations d'écoulement à une dimension sont celles, bien connues de Saint – Venant.

Puisque la variation de débit dans une rivière est assez lente, le terme d'inertie est beaucoup plus faible que les autres termes dans les équations de Saint – Venant.

4. La connaissance imparfaite du transport solide. Les lois gouvernant le transport solide ne sont pas connues parfaitement, ou en tout cas moins que celles qui régulent l'écoulement de l'eau. Il faut donc faire appel à des expressions empiriques pour lier le transport solide à l'écoulement. Ces rapports sont généralement obtenus grâce à des expériences en canal vitré dans des conditions d'écoulement uniforme.
5. Une topographie très irrégulière. Seulement des méthodes numériques peuvent être employées de façon progressive de profil en profil.

3.1.1.3 Rappels des différents paramètres du transport solide :

Avant d'entamer la procédure de modélisation en bidimensionnel, il est important de faire un rappel des différents paramètres qui conditionnent le transport solide (Meunier, 1989).

a) Contrainte et vitesse de frottement :

Pour un écoulement de vitesse moyenne \tilde{u} et de coefficient de Chézy C_H , la vitesse de frottement est définie par :

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C_H} \tilde{u} \quad (3.1)$$

Cette vitesse est reliée à la contrainte au fond τ par :

$$\tau = \rho u_*^2 \quad (3.2)$$

b) Condition de transport par charriage :

La condition pour qu'une particule déposée puisse être soulevée porte sur la résultante des forces verticales qui lui sont appliquées. Ces forces étant la portance et le poids immergé, considérons le rapport :

$$\frac{\text{portance}}{\text{poids immergé}}$$

Le poids immergé d'une particule sphérique de diamètre d est :

$$P = \frac{\pi}{6} g(\rho_s - \rho)d^3 \quad (3.3)$$

avec ρ densité du fluide et ρ_s densité de la phase solide

En considérant que la portance est proportionnelle à la traînée, elle-même proportionnelle à τd^2 , on a :

$$\frac{\text{portance}}{\text{poids immergé}} = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)d}$$

On pose alors :

$$\theta_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{g(\rho_s - \rho)d_{50}} \quad (3.4)$$

où τ_{cr} est la contrainte critique de cisaillement correspondant à la contrainte minimum nécessaire à la mise en mouvement d'une particule posée sur le fond. Remarquons que le

diamètre d a été remplacé par le diamètre médian d_{50} pour pouvoir utiliser ce paramètre dans le cas d'un échantillon de particules.

Le frottement à la paroi τ étant lié à la vitesse de frottement ($u_*^2 = \tau / \rho$), nous avons aussi, en notant s la densité spécifique ($s = \rho_s / \rho$) :

$$\theta_{cr} = \frac{u_{*,cr}^2}{g(s-1)d_{50}} \quad (3.5)$$

c) Diamètre adimensionnel :

Une analyse dimensionnelle fait apparaître que le mouvement de notre particule est lié à τ_{cr} mais aussi au diamètre adimensionnel D_* défini par :

$$D_* = d_{50} \left[\frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{1/3} \quad (3.6)$$

d) Diagramme de Shields :

Les deux paramètres précédents sont reliés par le diagramme de Shields :

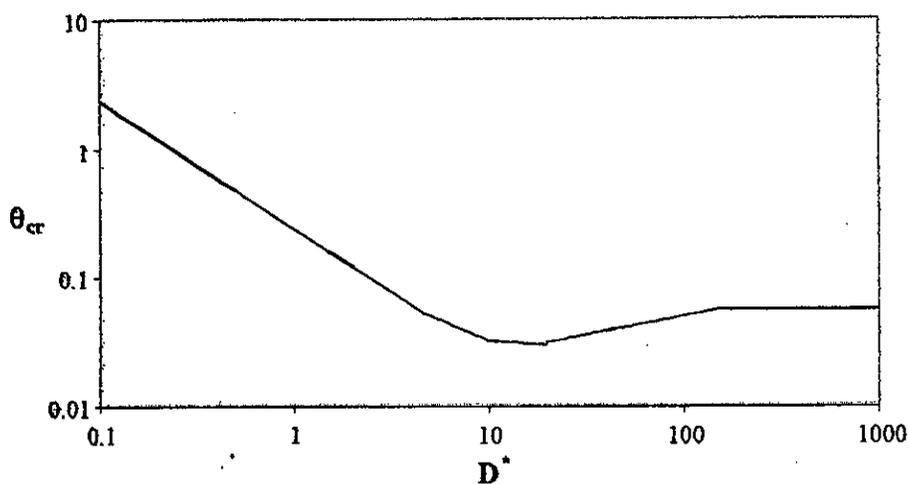


Figure 3.1 : Diagramme de Shields

Une paramétrisation possible de cette courbe est la suivante :

$$\begin{aligned} \text{Si } D_* < 4 & \quad \theta_{cr} = 0.24D_*^{-1} \\ \text{Si } 4 < D_* < 10 & \quad \theta_{cr} = 0.14D_*^{-0.64} \\ \text{Si } 10 < D_* < 20 & \quad \theta_{cr} = 0.04D_*^{-0.1} \\ \text{Si } 20 < D_* < 150 & \quad \theta_{cr} = 0.013D_*^{0.29} \\ \text{Si } D_* > 150 & \quad \theta_{cr} = 0.055 \end{aligned} \quad (3.7)$$

e) Vitesse de chute :

La vitesse de chute w_s d'une particule immergée est la composante suivant l'axe descendant de la vitesse de la particule. Compte tenu de la vitesse de l'écoulement, des interactions avec les autres particules, de l'influence des parois, il est difficile de trouver une expression de la vitesse de chute.

Cependant nous pouvons en avoir une expression simplifiée, w_{s0} , en considérant une particule sphérique tombant à vitesse constante dans un fluide au repos, en l'absence d'autres particules, et sans l'influence d'une paroi. Alors la résultante des forces s'appliquant sur cette sphère de diamètre d est nulle. Or, nous avons vu que ces forces sont le poids immergé (poids de la particule - poussée d'Archimède) et la force de traînée.

La force de traînée F d'une particule de vitesse V et de surface S , est généralement définie sous forme adimensionnelle par le coefficient de traînée C_D :

$$C_D = \frac{F}{1/2\rho S V^2} \quad (3.24)$$

L'équilibre de notre particule de diamètre d , de vitesse de chute w_{s0} , s'écrit alors :

$$\frac{\pi}{6}g(\rho_s - \rho)d^3 = \frac{4\pi(d/2)^2}{2}C_D \rho w_s^2 \quad (3.8)$$

soit :

$$w_{s0} = \sqrt{\frac{1}{3}(s-1)g d \frac{1}{C_D}} \quad (3.9)$$

Cependant, le coefficient de traînée dépend du régime de l'écoulement et ainsi du nombre de Reynolds relatif aux grains :

$$R_e = \frac{w_s d}{\nu} \quad (3.10)$$

Pour simplifier nous ne prendrons en compte que la dépendance de C_D avec le diamètre d de la particule. Nous aurons ainsi trois expressions de la vitesse de chute, selon que le régime soit laminaire, turbulent ou de transition entre les deux. En notant que pour un échantillon de particules, nous prendrons le diamètre médian d_{50} , nous avons comme expression de la vitesse de chute :

$$\left\{ \begin{array}{l} w_{s0} = (s-1)g \frac{d_{50}^2}{18\nu} \quad \text{pour } d_{50} < 0.0001 \text{ m} \\ w_{s0} = 10 \frac{\nu}{d_{50}} \sqrt{\frac{1 + 0.01(s-1)g d_{50}^3}{\gamma^2 - 1}} \quad \text{pour } 0.0001 \text{ m} < d_{50} < 0.001 \text{ m} \\ w_{s0} = 1.1\sqrt{(s-1)g d_{50}} \quad \text{pour } d_{50} > 0.001 \text{ m} \end{array} \right. \quad (3.11)$$

3.1.1.4 Essai de modélisation numérique

3.1.1.4.1 Principe de construction d'un modèle

a) Contexte général :

La construction d'un modèle numérique destiné à prédire la formation et l'évolution de dépôts de fines à l'amont d'un barrage nécessite d'une part une étude exhaustive de toutes les méthodes de calcul existantes, et d'autre part une analyse critique des mesures disponibles et de leur fiabilité relativement à la précision des résultats attendue (Bessenasse et al., 1998).

Parmi les modèles existants, il est nécessaire de distinguer les modèles de bilan généralement monodimensionnels qui assimilent les débits solides aux déformations du lit, les modèles monodimensionnels ou bidimensionnels basés sur les équations de Saint-Venant (phase liquide) et sur les lois de convection-diffusion (phase solide), et les modèles tridimensionnels basés sur les équations de Navier-Stokes (phase liquide) eulériens (phase solide traitée en concentration) ou lagrangiens (équation dynamique des particules solides).

Les modèles de bilan ne sont pas adaptés à l'échelle événementielle qui permettrait d'expliquer le transit des fines, ils estiment les tendances évolutives des lits à long terme en fonction de leur charge de fond. Les autres modèles sont plus ou moins adaptables à la spécificité des cas de figure étudiés grâce à leur degré de sophistication. Ils calculent séparément les lois d'érosion - dépôt et permettent de traiter de manière indépendante le comportement rhéologique particulier de certains dépôts.

Les données nécessaires dépendent essentiellement du modèle retenu et de la précision qu'il permet d'atteindre. D'une manière générale, nous distinguons les données topographiques (ou bathymétriques) et les données relatives aux apports liquide et solides

(charge de fond et matières en suspension). Ce deuxième type de données peut provenir directement de mesures locales en un point du réseau hydrographique ou être le résultat d'une analyse plus globale du bassin versant (construction d'hydrogrammes ou de pollutogrammes en M.E.S synthétiques).

b) Les critères :

Le modèle que nous souhaitons développer doit répondre à trois critères :

1. Pouvoir apporter une réponse opérationnelle pour des retenues en phase d'envasement, c'est à dire être suffisamment légère pour être utilisée plusieurs fois afin de comparer des stratégies de gestion dans un avenir incertain.
2. Etre adaptable à différents niveaux de connaissance de la retenue. Dans le contexte Algérien, seules quelques retenues ont et pourront être soumises à des observations suffisantes.
3. Prendre en compte de manière suffisamment souple les échanges entre les particules en mouvement et le fond.

Les modèles tridimensionnels exigent une topographie détaillée et une caractérisation rhéologique des vases aux différentes phases de tassement . En outre, les échanges de particules entre le liquide et le fond ne sont pas encore parfaitement décrits même sur un plan théorique. Un tel modèle était donc à exclure tout de suite.

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.

Les modèles bidimensionnel vertical et monodimensionnel ne donnent pas d'information sur le transfert latéral, ce qui, dans de nombreux cas (chenalisation par exemple) peut s'avérer rédhibitoire.

Nous avons ciblé dans notre travail deux cas, un modèle unidimensionnel et un modèle bidimensionnel.

3.2 Modèle unidimensionnel

Ce modèle est constitué d'un module hydraulique, qui est « Rubar 3 », et d'un module sédimentaire appelé « Sédime ».

3.2.1 Module hydraulique : Rubar 3

Pour répondre à la demande en simulation d'onde de submersion en cas de rupture d'un grand barrage, le CEMAGREF a développé depuis plus de 20 ans des logiciels monodimensionnels (Paquier, 1995).

A propos de RUBAR 3, la première version a été développée au groupement de Grenoble à partir des travaux de J.P.VILLA pour la simulation monodimensionnelle de problèmes de choc (avalanches, ondes de rupture de barrage, glissement de terrain dans une retenue,..).

RUBAR 3 résout les équations de Saint-Venant exprimées dans les variables S (section mouillée) et Q (débit). L'expression «logiciel RUBAR 3 » correspondra à la dernière version du logiciel.

Le logiciel se compose de 4 programmes informatiques :

- Un module de saisie des données
- Un module de calcul
- Un module de visualisation des résultats sous forme de courbes
- Un module d'exploitation des résultats sous forme de tableaux

Les quatre programmes sont écrits en Fortran 77 et les graphiques font appel à la bibliothèque de programmes GKS.

Dans la version actuelle, RUBAR 3 permet de calculer les lignes d'eau dans un système ramifié avec possibilité d'inversion partielle du courant dans un affluent (qui devient momentanément un défluent) et en prenant en compte des apports ou pertes linéaires. Le régime peut être fluvial ou torrentiel.

Le module de saisie génère l'ensemble des fichiers contenant les données nécessaires au module de calcul . Chaque type de donnée (hors conditions aux limites et paramètres propres à une simulation) est défini en certains points de la vallée simulée puis interpolé en chaque point où le calcul est effectué.

Le module engendre différents fichiers de résultats contenant des hydrogrammes (c'est à dire courbes donnant le débit Q en fonction du temps), des limnigrammes (courbes donnant la hauteur d'eau h ou la cote de la surface libre z en fonction du temps), des lignes d'eau à des temps fixés, des enveloppes (c'est à dire valeurs maximales sur la durée de la simulation des variables : vitesse, débit, hauteur d'eau,...).

La résolution des équations de Saint-Venant est effectuée selon un schéma numérique explicite. Le système d'équations à résoudre est le suivant :

- Equation de conservation de la masse

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.12)$$

- Equation de conservation de la quantité de mouvement

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} + P \right) = -gS \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{|Q|}{K^2 S R^{4/3}} + B \quad (3.13)$$

Avec

t : le temps

x : l'abscisse longitudinale

S : la section mouillée

Q : le débit d'apport latéral

g : l'accélération de la pesanteur

Z : la cote du fond

K : le coefficient de Strickler (frottement)

R : le rayon hydraulique

h : la hauteur d'eau

L : la largeur

P : la pression

$$P = \int_0^h g(h-y)L(x,y)dy \quad (3.13)$$

B : la pression latérale ,

$$B = \int_0^h g(h-y) \frac{\partial L}{\partial X} dy \quad (3.14)$$

Le module hydraulique présente 9 fichiers d'entrée qui sont :

1. MAIL : Abscisses des centres de maille et intermaille.
2. CONDAV : Courbes de tarage aval et limnigramme aval.
3. CONDIN : Vitesses et tirants d'eau interpolés par maille.
4. DONNEES : Données de simulation
5. HYDRO : Hydrogramme amont.
6. GEOM : Données des sections de calcul en géométrie réelle ou paramétrée.
7. LARCOT : Grandeurs géométriques tabulées en géométrie réelle.
8. TNPROF : Temps de sauvegarde de lignes d'eau pour profil.
9. FROT : Stricklers interpolés par maille.

Pour la sortie des résultats, on a besoin d'un fichier qui est :

LINDO : Lignes d'eau à pas temps fixe.

3.2.2 Module sédimentaire : Sédime

Ce module est développé suivant l'approche particulaire, c'est à dire qui suit la trajectoire de chaque particule. Le principe est le suivant :

On se place à une abscisse donnée à l'amont de la retenue, suivant la verticale ,on prend un certain nombre de cotes à partir de laquelle on envoie des particules de différents diamètres. Chaque particule partant d'une cote (z) est animée par deux vitesses différentes qui sont : une vitesse horizontale due à l'écoulement, et une vitesse verticale dirigée vers le bas qui est la vitesse de décantation. La composante des vitesses donne l'allure de la trajectoire qui sera plus au moins parabolique.

Cette particule va se déposer après un certain temps (t). Ce temps est fonction de la taille de la particule , c'est à dire du diamètre, et de la cote de départ et de la vitesse du fluide. On suppose au préalable une concentration et une masse volumique des sédiments.

Organigramme :

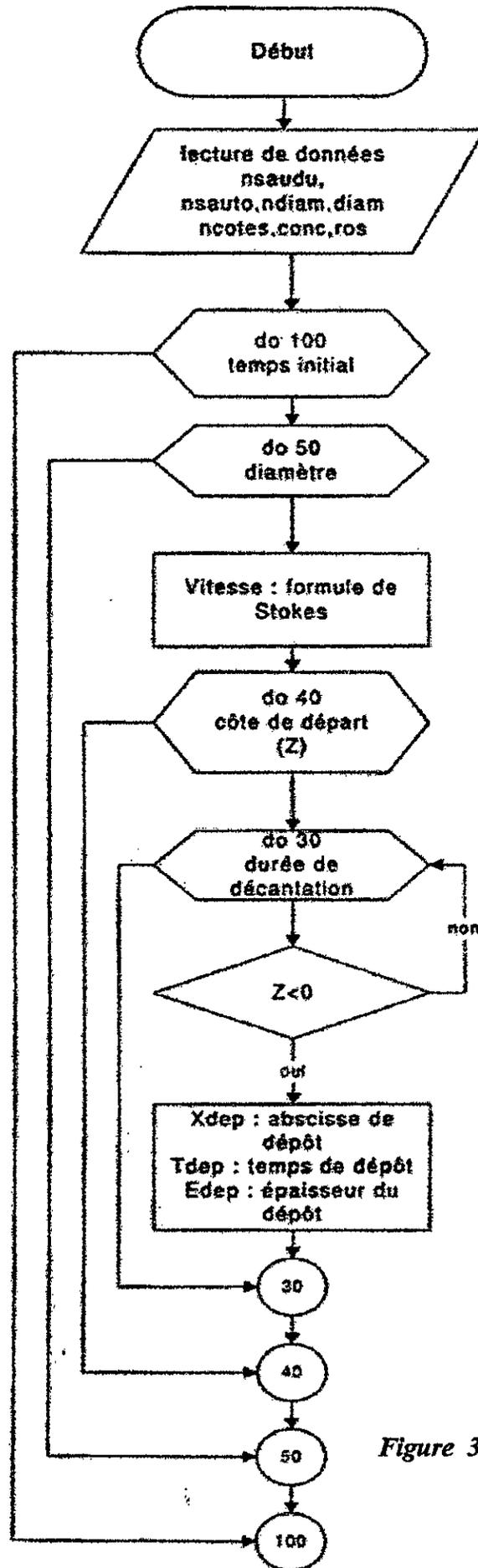


Figure 3.2 : Organigramme

Ce module sédimentaire « sédime » s'inspire beaucoup de la théorie de Hazen, dont on peut la décrire comme suit.

C'est Hazen en 1904 qui a le premier entrepris de décrire théoriquement le fonctionnement de bassins de décantation en mettant au point la méthode qui porte son nom et qui fait appel à la connaissance unique du débit et de la surface horizontale pour le calcul de leur efficacité. L'efficacité, taux de décantation ou rendement, représente le pourcentage de matières décantées par rapport à la quantité de matière entrée dans le bassin pendant une durée donnée (Frey P, 1991).

La théorie de Hazen est une approche globale aux hypothèses très simplificatrices, mais la méthode est aisée à mettre en œuvre, ce qui a fait son succès au cours des temps. Elle suppose que toutes les particules entrant dans l'écoulement ont une trajectoire rectiligne, n'ont pas de phase d'accélération et atteignent immédiatement leur vitesse terminale ou vitesse de chute w_s .

On suppose ainsi qu'une particule entre à la hauteur H dans le bassin, qu'elle sort pour une abscisse égale à L . En l'absence de turbulence, pour un écoulement uniforme, la particule sera exclusivement soumise à la vitesse moyenne U_m de l'écoulement et à sa vitesse de chute w_s .

on a alors :

$$\frac{w_s}{H} = \frac{U_m}{L} \quad (3.15)$$

Soit, pour une géométrie rectangulaire uniforme,

$$w_s = \frac{H \cdot U_m}{L} = \frac{Q}{L \cdot L} = \frac{Q}{S} \quad (3.16)$$

Avec ;

Q : le débit permanent entrant dans le bassin,

l et S : respectivement largeur et surface au miroir du bassin.

Le terme Q/S , aussi appelé vitesse de coupure, charge ou débit surfacique v_0 est le paramètre déterminant du dimensionnement d'un décanteur car ceci permet de déduire que :

- Toutes les particules ayant une vitesse de chute $w_s > v_0$ décanteront (méthode de Hazen 'simple'),
- Certaines des particules telles que $w_s < v_0$ décanteront également au prorata de leur hauteur d'injection par rapport à la hauteur H (méthode de Hazen 'corrigée').

Si l'on dispose de la distribution des vitesses de chute représentative des MES en entrée du bassin, il est possible de connaître à partir du débit surfacique, les classes qui vont décanter à l'intérieur du bassin.

Les hypothèses qui fondent la théorie de Hazen sont cependant loin de refléter la réalité, en particulier la turbulence, mais le contexte des retenues algériennes présente cette particularité que le rôle de la turbulence est réduit. Donc, la théorie de Hazen répond bien au cas des barrages algériens (Isdiyana, 1990).

Il est clair que si la turbulence est prise en compte, on s'éloigne de la théorie de Hazen corrigée mais d'une manière difficilement quantifiable.

Protocole de calcul :

On se donne une géométrie d'un bassin, et on fait entrer un hydrogramme de crue. On peut supposer les deux cas possibles : permanent et transitoire. Après calcul, on aura des résultats concernant les lignes d'eau.

Il faut signaler qu'il n'y a pas beaucoup de résultats car la configuration du module sédimentaire était longue.

Dans un premier temps, on a fait un exemple d'un régime transitoire avec les données suivantes :

- Un débit de pointe $Q_p = 6m^3/s$
- 5 diamètres différents
- 15 côtes de départ.

On constate que le dépôt se fait essentiellement à l'amont du bassin de manière que l'épaisseur du dépôt diminue progressivement jusqu'à ce qu'elle soit nulle juste à l'amont de la digue (à 1 mètre). (fig:3.3).

Par contre, le cas d'un écoulement permanent (fig:3.4), avec les mêmes données (débit de pointe $Q_p = 6 \text{ m}^3/\text{s}$, avec 5 diamètres différents), la variation de l'épaisseur du dépôt fait apparaître cinq cascades sûrement liées au nombre de diamètres utilisés.

L'explication de ce changement brusque après chaque pas d'espace non égal est que les particules de grand diamètre ont tendance à se déposer en premier lieu, les plus petites de diamètre après, ainsi de suite, jusqu'au plus petites.

Le point commun aux deux représentations graphiques (permanent et transitoire), est qu'au début du bassin, il y a rehaussement du dépôt sur les 20 mètres premiers pour le cas transitoire, 70 mètres pour le cas permanent.

Pour les figures (3.5) et (3.6), le dépôt des sédiments se fait sur la première centaine de mètres du bassin seulement, vu le faible débit de pointe ($Q_p = 0.5$ et $1 \text{ m}^3/\text{s}$) envoyé à l'amont du bassin.

Fig 3.3 : aspect du dépôt en régime transitoire (5 diamètres)

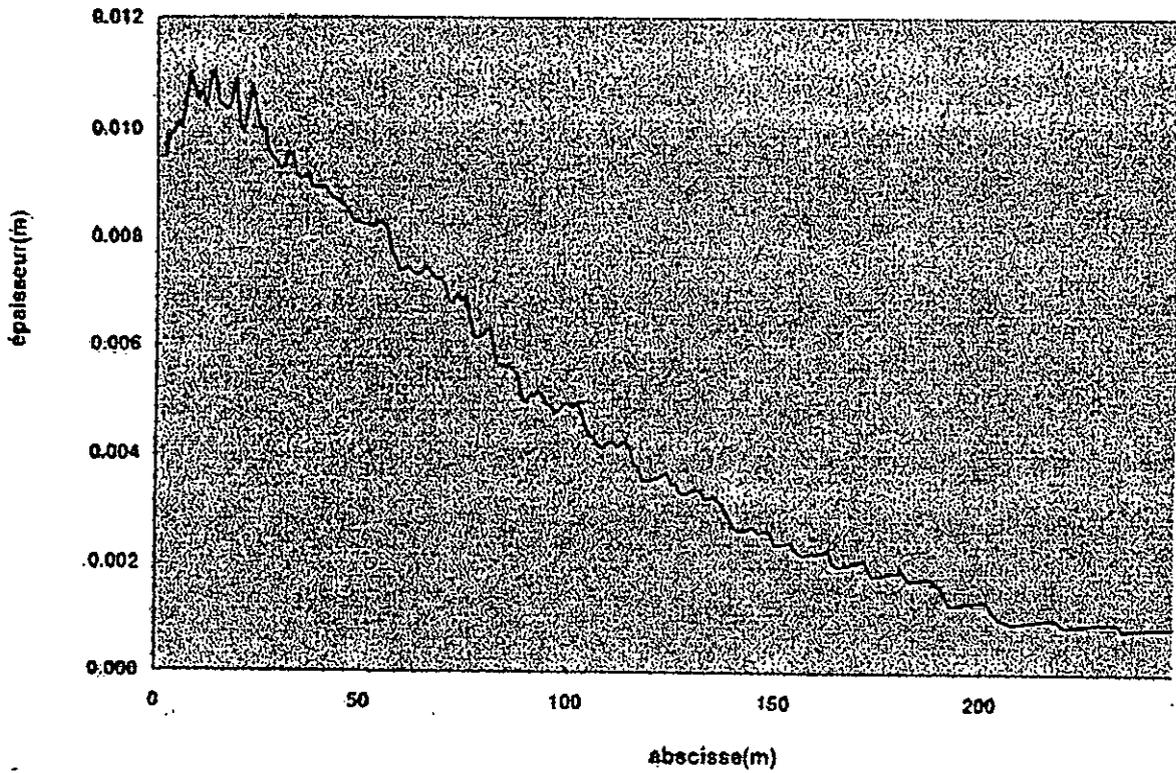
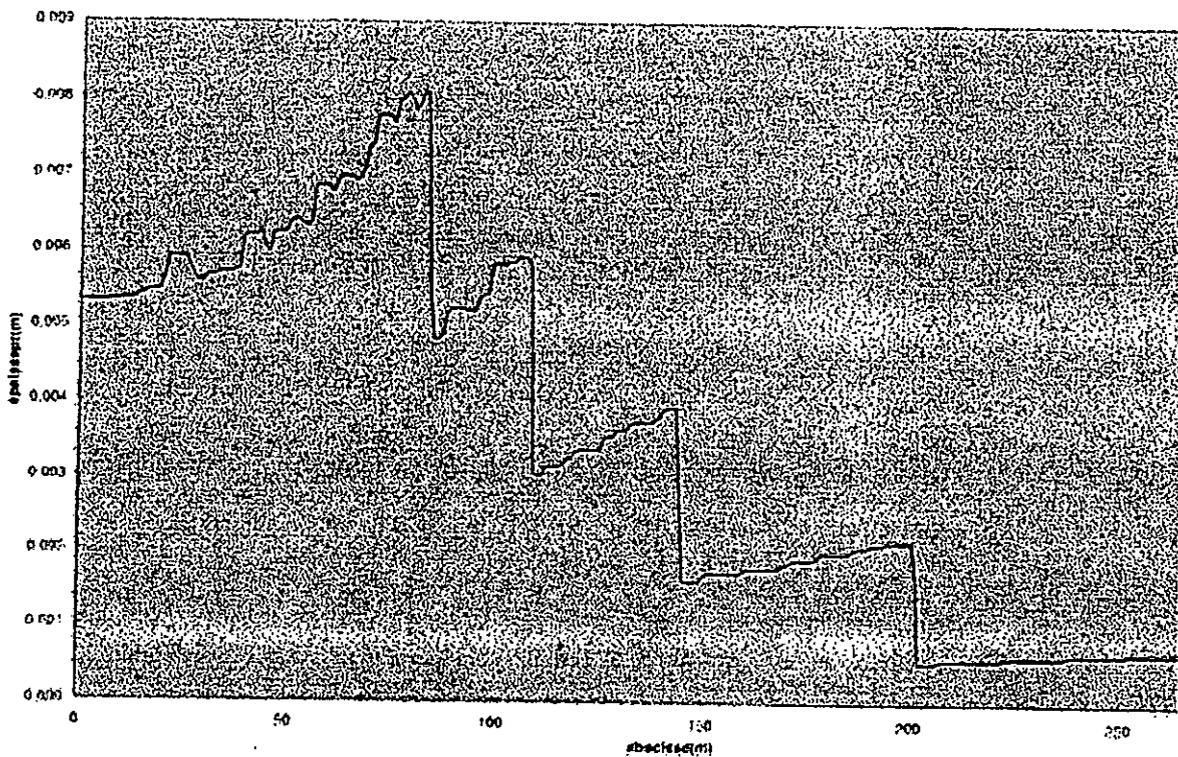


Figure 3.4 : Aspect du dépôt en régime permanent (5 diamètres)



Comparaison avec le cas de Sudarta (Sudarta, 1990) :

On a essayé de prendre les mêmes données de base qu'un exemple (Sudarta) réalisé sur le même bassin, mais à 100 mètres de la digue. Sudarta a utilisé un autre code «Traps».

On rappelle que (Traps) est un code euléro-lagrangien du transport de particules solides dans un champ turbulent, lui même calculé à l'aide d'un code k- ϵ

On remarque (fig:3.4 et 3.5) que les deux courbes présentent la même allure, la forme de cloche c'est à dire un rehaussement au début (les 5 premiers mètres) puis une décroissance rapide jusqu'à être à plat après une trentaine de mètres.

Même après reconfiguration du fond du bassin, c'est à dire on prend en compte le dépôt d'auparavant, l'allure est toujours la même.

Figure 3.5 : Evolution du fond d'une retenue (régime transitoire, $Q_p = 1 \text{ m}^3/\text{s}$)

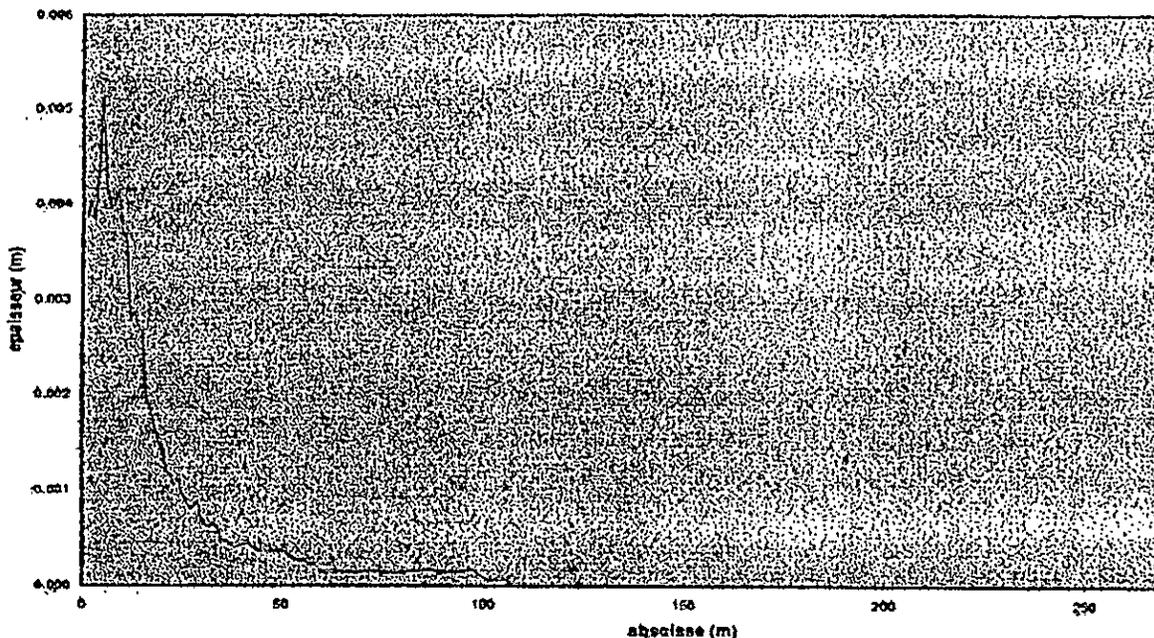


figure 3.6 : Evolution du fond d'une retenue
(régime transitoire , $Q_p = 0.5m^3/s$)

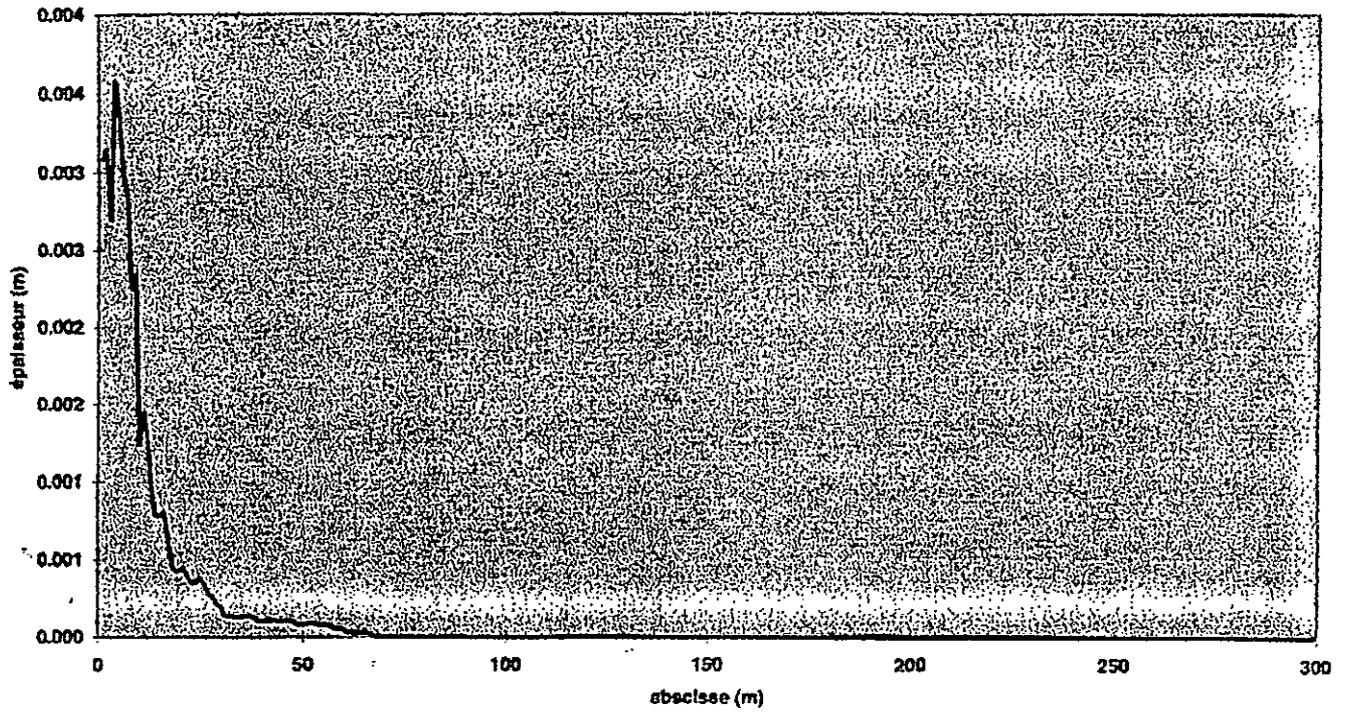


Figure 3.7 : Evolution du fond d'une retenue
(cas Sudarta étape 1, $q = 6m^3/s$ pendant 1 heure)

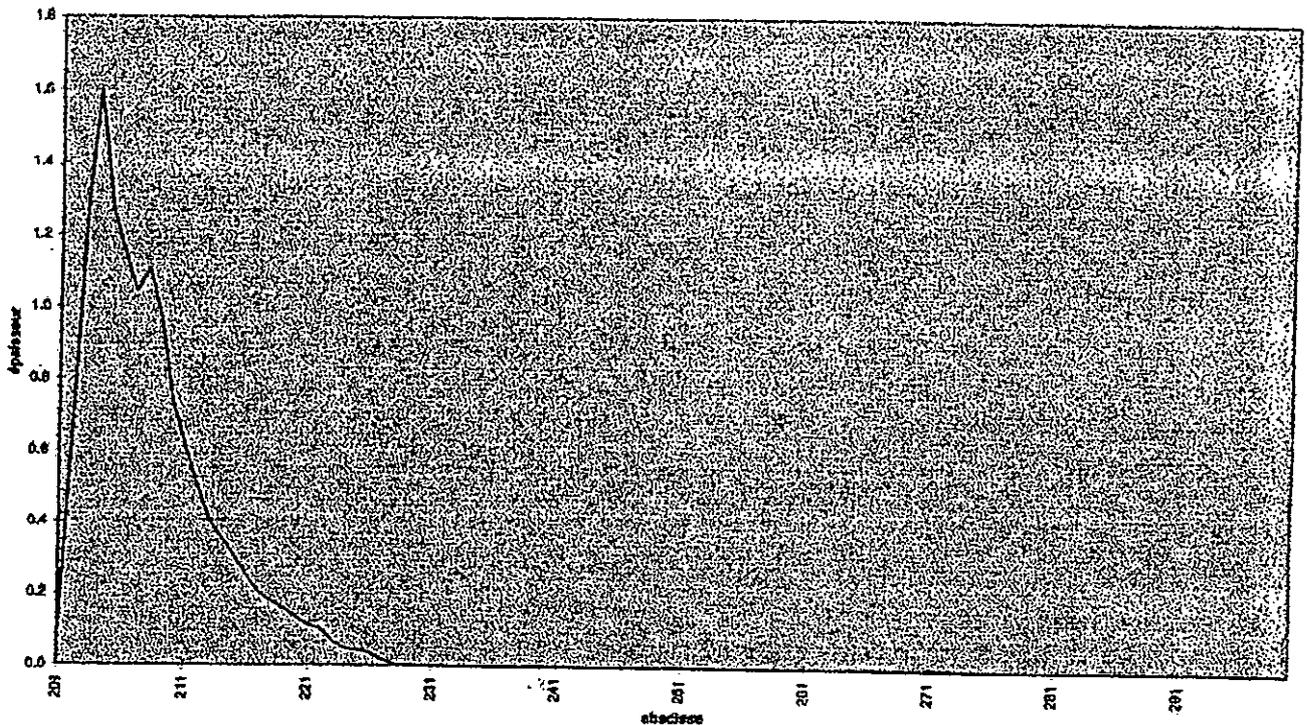
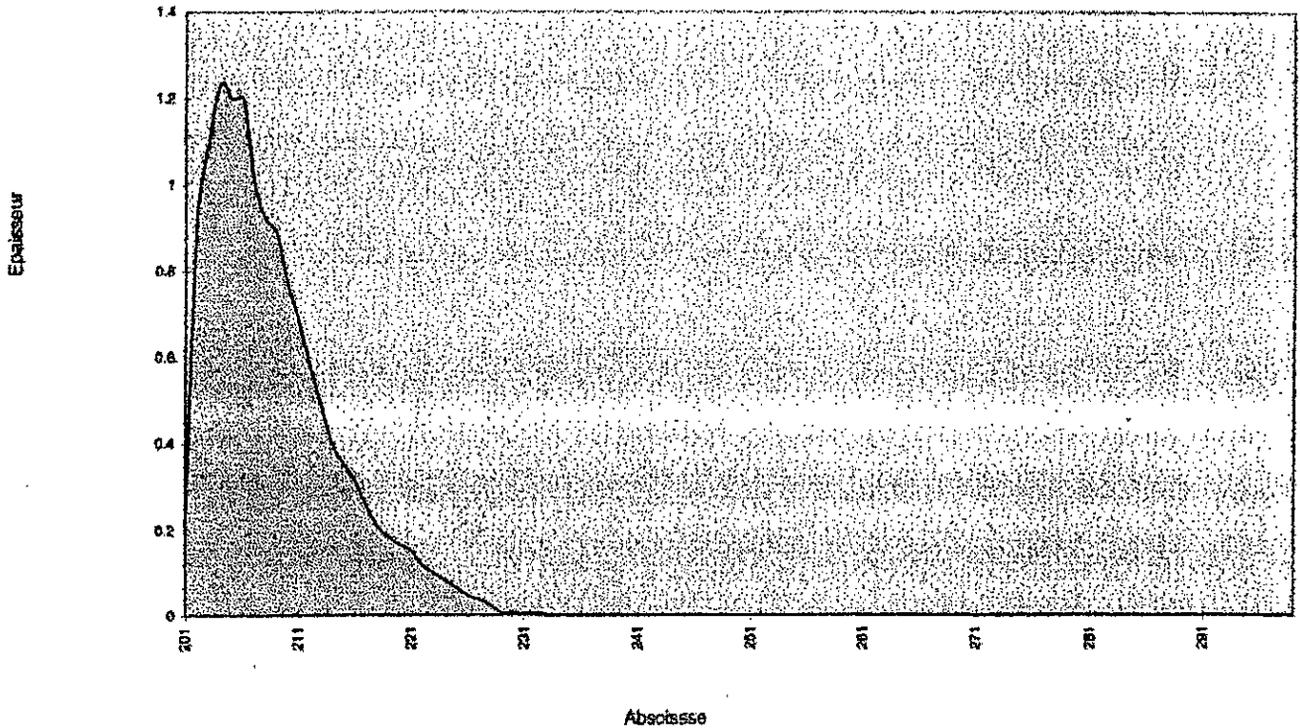


Figure 3.8 : Evolution du fond d'une retenue
(cas Sudarta étape 2, $q = 6m^3/s$ pendant 1 heure)



Nous pouvons donner des résultats sorties sur les lignes d'eau, profils de vitesse et les hydrogrammes.

Figure 3.9 : Ligne d'eau (Sudarta)

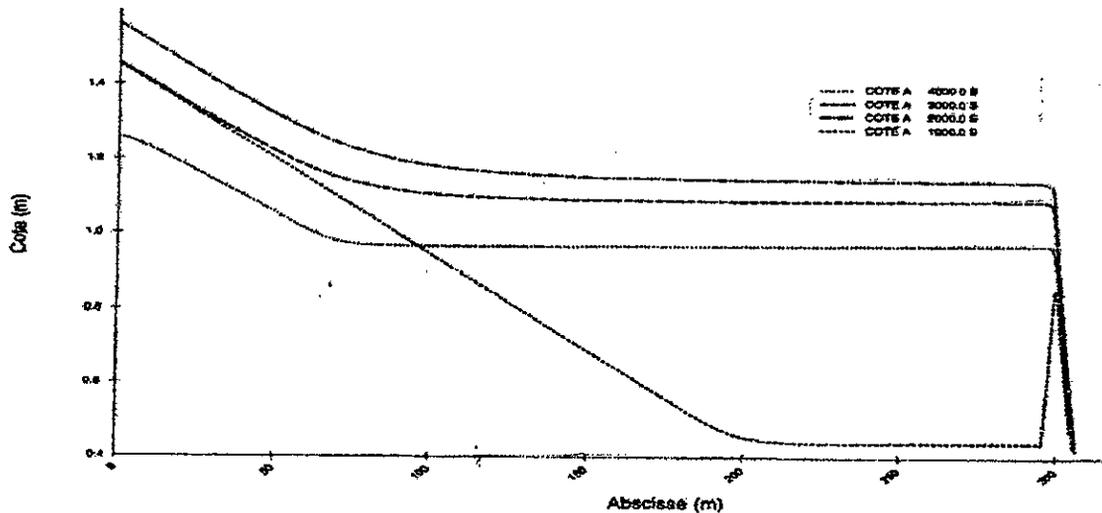


Figure 3.10 : Profils de vitesse

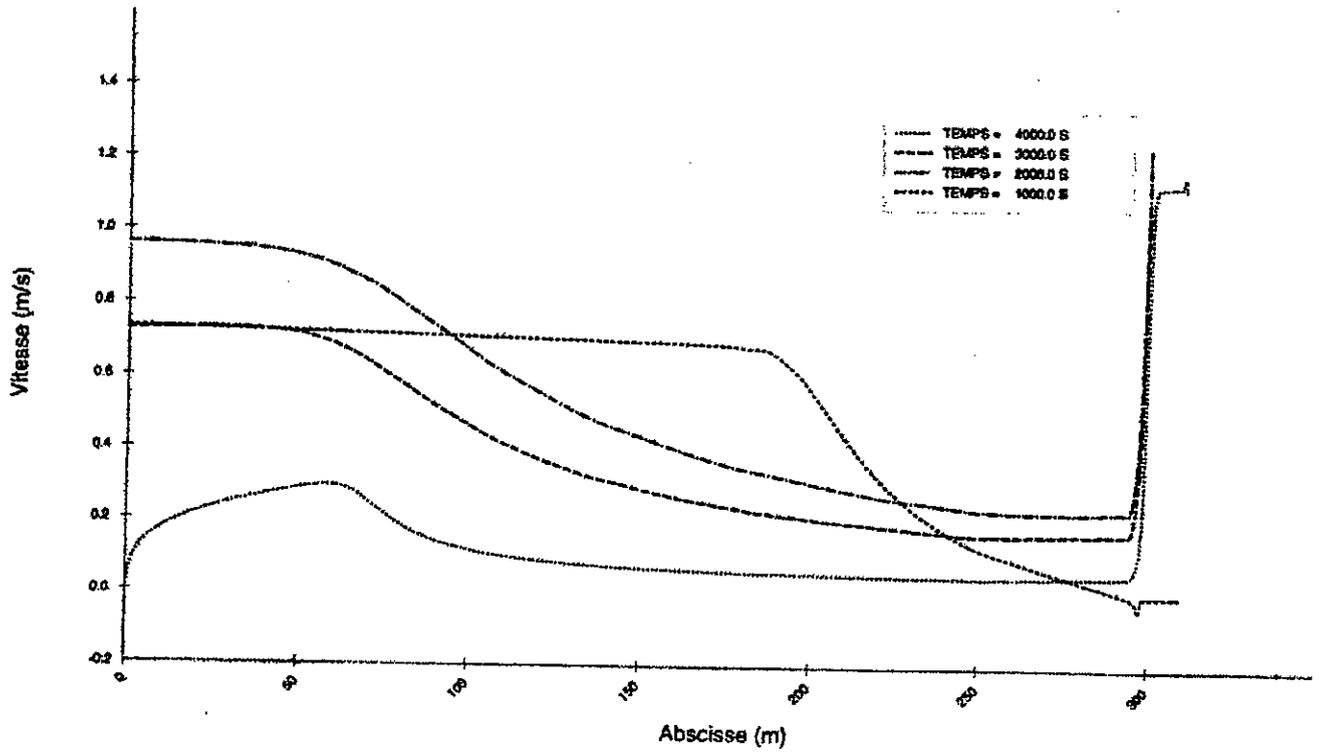
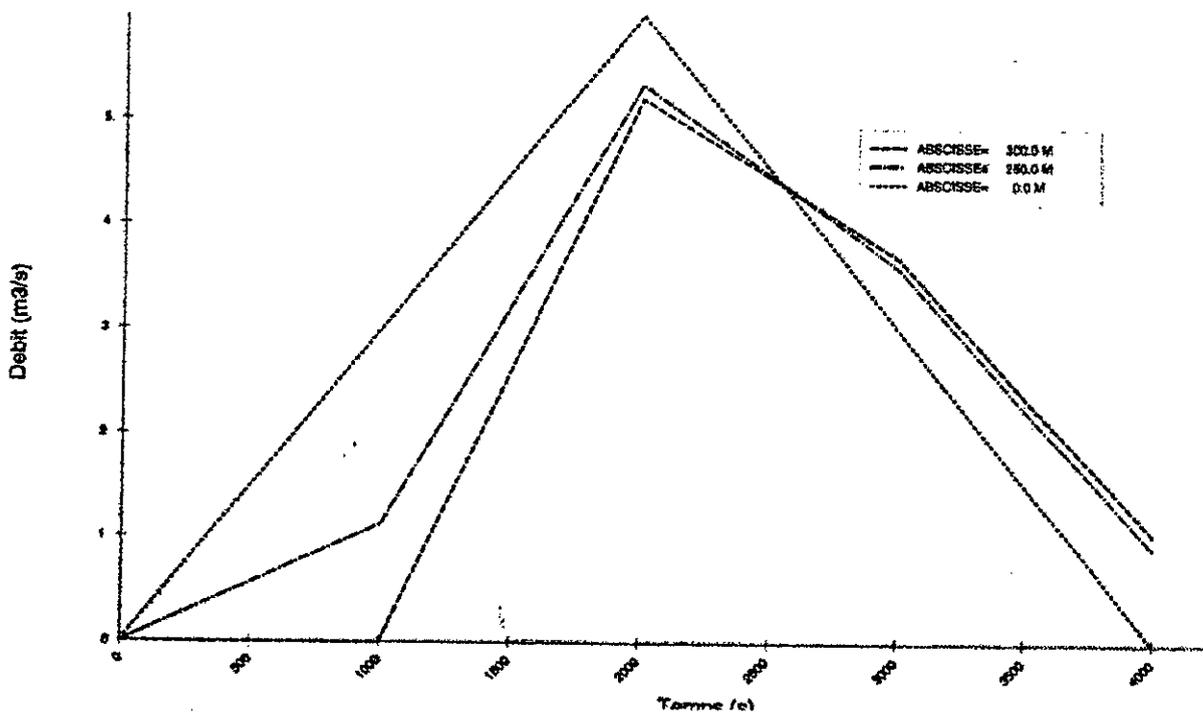


Figure 3.11: Hydrogrammes



3.3 Modèle bidimensionnel

3.3.1 Description du modèle :

Pour des problèmes plus généraux et lorsque les données sur les apports et la topographie des dépôts sont plus nombreux, nous développons un modèle bidimensionnel horizontal. Les hauteurs d'eau et de vitesses sont obtenues à partir d'une résolution des équations de Saint-Venant bidimensionnelles 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 (Paquier, 1998):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \quad (3.17)$$

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2h + g\frac{h^2}{2})}{\partial x} + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} \quad (3.18)$$

$$= -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{K^2 h^{1/3}} + D \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uvh)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2h + g\frac{h^2}{2})}{\partial y} \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(huC)}{\partial x} + \frac{\partial(hvC)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} (hD_x \frac{\partial C}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (hD_y \frac{\partial C}{\partial y}) + E \quad (3.20)$$

où E est la somme des taux d'érosion et de sédimentation,

C la concentration des particules en suspension (kg/m³),

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 côte du fond,

g l'accélération de la pesanteur,

D une constante de diffusion, le coefficient de Strickler K_s ,

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 (dépôt et remise en suspension) mais doit également prendre en compte l'évolution des dépôts (consolidation).

Le modèle en cours de développement a été bâti sur la base du logiciel hydraulique RUBAR 20 du Cemagref qui utilise un schéma explicite en volumes finis et qui permet d'effectuer un calcul dans des conditions hydrauliques quelconques (par exemple, crue arrivant dans une retenue vide). La résolution de l'équation de convection-diffusion est basée sur un schéma numérique du même type (volumes finis avec schéma du second ordre de type Van Leer) (Van Leer, 1979).

Notons que les particules solides seront considérées comme une concentration, elle-même définie comme étant le rapport entre le débit solide (en kg/s) et le débit liquide (en m³/s).

L'expression du taux d'érosion doit tenir compte du fait que l'érosion est une source de concentration et qu'elle n'est active que lorsque la contrainte au fond τ , est supérieure à la contrainte critique d'érosion τ_{cr} calculée par (3.24). L'érosion est alors proportionnelle à la contrainte. En tenant compte de ces remarques intuitives, le taux d'érosion s'écrira :

$$\begin{aligned}
 E &= M \left[\frac{\tau}{\tau_{cr}} - 1 \right] && \text{si } \tau > \tau_{cr} \\
 E &= 0 && \text{si } \tau < \tau_{cr}
 \end{aligned}
 \tag{3.21}$$

M est un coefficient empirique (M en kg/m²s).

La sédimentation est un puits de concentration. De même que pour l'érosion, nous pouvons imaginer que pour des concentrations très faibles les particules en suspension seront transportées sans qu'elles ne se déposent, et qu'inversement, pour de fortes concentrations, il y aura un dépôt proportionnel à la concentration C :

$$S = \begin{cases} -\alpha(C - C_e) & \text{si } C > C_e \\ 0 & \text{si } C < C_e \end{cases}
 \tag{3.22}$$

- C_e concentration d'équilibre
- α paramètre de calage (m/s).

Calcul de la concentration d'équilibre

Le code de calcul Rubar 20 offre le choix du calcul de la concentration d'équilibre. Voyons les différentes méthodes employées pour atteindre cette valeur :

Méthode 1 :

Nous pouvons raisonner de la même manière pour la sédimentation que pour l'érosion, c'est-à-dire qu'il y aura dépôt lorsque la contrainte au fond sera inférieure à une contrainte critique. Cette contrainte critique peut alors être la contrainte critique τ_{cr} . Ainsi il y aura sédimentation pour $\tau < \tau_{cr}$, et érosion pour $\tau > \tau_{cr}$. La concentration d'équilibre a alors comme expression :

$$C_e = C \frac{\tau}{\tau_{cr}} \quad (3.23)$$

Méthode 2 :

Une autre méthode consiste à prendre des contraintes critiques d'érosion et de sédimentation différentes. La contrainte critique de sédimentation est alors calculée par :

$$\tau_{crs} = \frac{(\rho_s - \rho)ghw_s C}{T_k \sqrt{u^2 + v^2}} \quad (3.24)$$

avec T_k constante égale à 16.10^{-5} .

La concentration d'équilibre devient alors :

$$C_e = C \frac{\tau}{\tau_{crs}} \quad (3.25)$$

Méthode de Van Rijn :

Cette méthode s'inspire d'un article de Léo C. van Rijn¹ dans lequel il définit le paramètre de transport T (Van Rijn.L, 1984):

$$T = \frac{(u'_*)^2 - (u_{*,cr})^2}{(u_{*,cr})^2} \quad (3.26)$$

où u'_* est une vitesse de frottement propre aux grains, calculée à partir d'un coefficient de Chézy relatif aux grains C' :

$$C' = 18 \log \left(\frac{12R_H}{3d_{90}} \right) \quad (3.27)$$

où R_H représente le rayon hydraulique de la section.

$$u'_* = \frac{\sqrt{g}}{C'} \bar{u} \quad (3.28)$$

Il propose ensuite de calculer une concentration de référence au fond. Cependant, le fond n'étant pas lisse de part les grains, la référence sera prise à la cote a telle que :

$$a = k_s, \quad a_{\min} = 0.01h$$

Avec ; k_s la rugosité du fond.

La concentration en a est alors égale à :

$$C_a = 0.015 \frac{d_{50}}{a} \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad (3.29)$$

¹ Delft Hydro. Lab., Delft, Pays-Bas.

Le transport solide est aussi décrit par le paramètre Z , rapport entre les forces gravitationnelles descendantes et les forces de turbulence ascendantes :

$$Z = \frac{w_s}{\beta k u_*} \quad (3.30)$$

β est un coefficient relatif à la diffusion des particules :

$$\beta = 1 + 2 \left[\frac{w_s}{u_*} \right] \quad (3.31)$$

k , constante de Von Karman, est, en fait, fonction de la valeur de la concentration moyennée sur la hauteur, de la vitesse de chute de la particule et de la vitesse de frottement critique. Ces effets sont pris en compte en introduisant φ :

$$\varphi = 2.5 \left[\frac{w_s}{u_*} \right]^{0.8} \left[\frac{C_a}{C_0} \right]^{0.4} \quad (3.32)$$

Alors :

$$Z' = Z + \varphi$$

En posant

$$F = \frac{\left[\frac{a}{h} \right]^{Z'} - \left[\frac{a}{h} \right]^{1.2}}{\left[1 - \frac{a}{h} \right]^{Z'} [1.2 - Z']} \quad (3.33)$$

la concentration d'équilibre s'écrit enfin :

$$C_e = FC_a \quad (3.34)$$

Calcul de la vitesse de chute :

La vitesse de chute est calculée par les équations (3.35). Cependant nous avons vu que les hypothèses nous ayant amenées à ces résultats simples sont assez restrictives et peu réalistes. C'est pourquoi le logiciel offre la possibilité d'apporter la correction :

$$w_{\min} = \frac{\tilde{u}^3}{h C_H^2} \quad (3.35)$$

La vitesse de chute devient alors :

$$w_s = w_{s0} - w_{\min}$$

Option de calcul :

Le logiciel Rubar 20 offre aussi la possibilité de choisir différentes options de calcul dont voici les caractéristiques :

Option 2 : θ_{cr} calculé par (3) (diagramme de Shields)

C_e calculé par (3.41) (contrainte critique commune à l'érosion et à la sédimentation)

Option 3 : θ_{cr} calculé par (3) (diagramme de Shields)

C_e calculé par (3.42) (contrainte critique propre à la sédimentation)

Option 5 : θ_{cr} calculé par (3) (diagramme de Shields)

C_e calculé par (3.43) (Léo van Rijn)

Option 7 : θ_{cr} calculé par (3) (diagramme de Shields)

C_e calculé par (3.43) (Léo van Rijn)

Correction sur la vitesse de chute

Les données :

Le module de saisie des données permet de préciser entre autre :

- la viscosité dynamique μ (kg/m.s ou Po)
- le nombre de Schmidt S_{ch}
- la densité des sédiments ρ_s (kg/m³)
- la densité de l'eau ρ (kg/m³)
- le coefficient α (m/s)
- le coefficient M (kg/m².s)
- le diamètre d_{50} des grains (m)
- le diamètre d_{90} pour les options 5 et 7
- l'option de calcul

3.3.2 Principes du modèle :

Il s'agit d'un modèle bidimensionnel , résultant d'un couplage entre deux modules qui sont , le module hydraulique et le module sédimentaire. Le but de ce couplage est la détermination du volume déposé des sédiments ainsi que la répartition le long de la retenue.

Les besoins du modèle sont les conditions initiales et les conditions limites.

a) Conditions initiales :

Ces conditions sont les suivantes :

1. Cote initiale d'eau ou hauteur d'eau.
2. Débit ou vitesse d'eau.

3. Concentration.

b) Conditions limites :

Ces conditions sont les suivantes :

1. Loi de tarage à l'aval (pour modéliser les sorties par l'évacuateur de crues et par les vannes).
2. L'hydrogramme de crue, soit issu des données soit issu de la méthode QdF (débit - durée - fréquence) pour représenter des crues types. Le modèle QdF adopté est celui de FLORAC, vu son adaptation pour les bassins versants entourant la Méditerranée, qui est valable pour un bassin versant Algérien localisé au nord (à 40 Km de la mer) (Michel C et al,1987).

L'essentiel c'est la typologie qui compte, ainsi que la notion du régime hydrologique qui prime. L'essentiel de la méthode QdF a été présenté au chapitre précédent. La définition du régime hydrologique, en particulier, la durée de crue a permis de compléter certains hydrogrammes dont seuls le débit de pointe et / ou les débits journaliers étaient connus.

3.3.3 Objectif et protocole

Nous allons simuler le cycle sédimentaire pour le barrage de Zardezas suivant une simulation numérique en bidimensionnel.

Le principe est simple, c'est à dire nous allons faire le couplage d'une série de crues avec leurs concentrations au module hydraulique (en l'occurrence Rubar20), et voir le volume de sédiments déposé après une durée donnée.

Ayant des données sur les levés bathymétriques de deux années différentes 1975 et 1986, il nous a paru judicieux de prendre l'année 1975 comme année de référence et l'année 1986 comme année résultat.

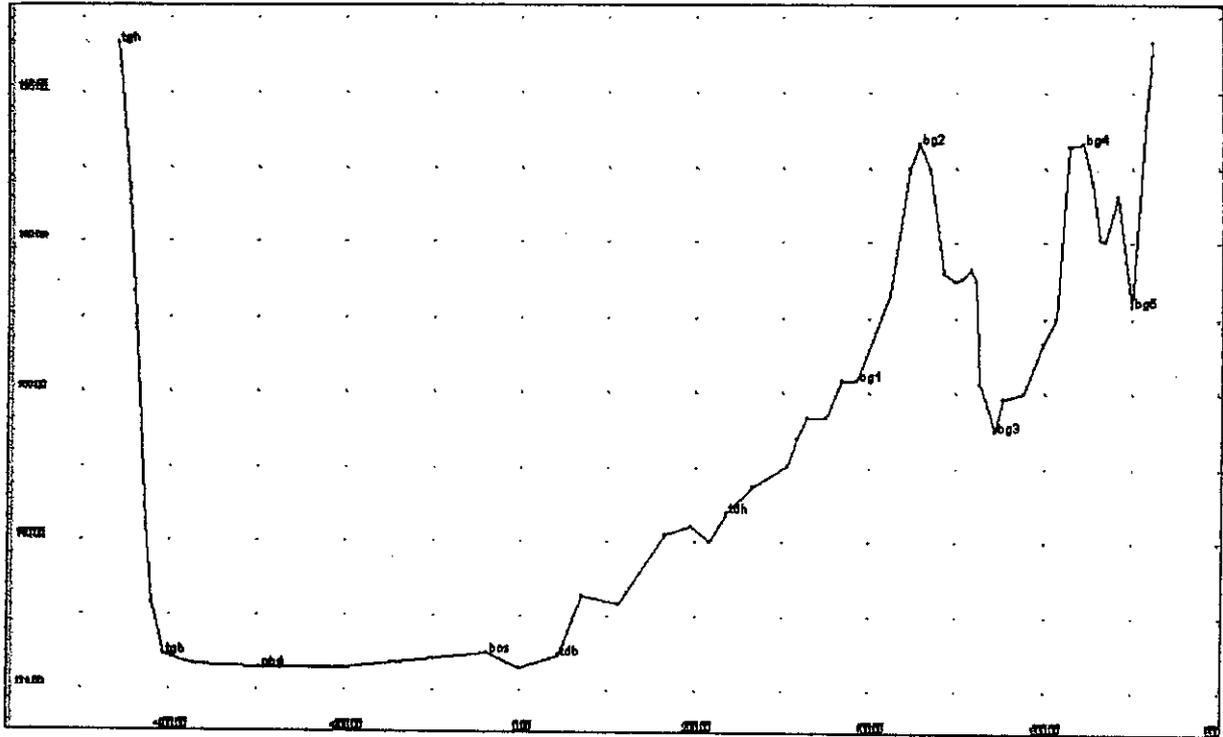
Prenons l'année 1975 comme année référence, nous allons faire rentrer toutes les crues qui sont passées entre 1975 et 1986, avec leurs concentrations respectives. De là, nous aurons une nouvelle configuration du fond du lit de la rivière. A ce moment, nous comparons la géométrie du lit trouvée par simulation numérique, et le levé bathymétrique mesuré. La validation du modèle sera faite après la comparaison.

3.3.4 Méthodologie pour un premier calcul (Première étape):

Pour ce faire, les différentes tâches à effectuer sont :

1. Faire une description détaillée de la topographie de la rivière qui alimente la retenue, suivant les différents profils en travers pour les deux années (1975 et 1986).
2. Faire le maillage complet de la retenue.
3. Etablir une loi de tarage qui représente les volumes d'eau évacuée à travers la digue, à savoir l'évacuateur de crues, et les vannes de vidange.
4. Reprendre de près le régime hydrologique, c'est à dire représenter la majorité des crues susceptibles de ramener des volumes d'eau et de sédiments significatifs.
5. Recenser à travers toute la période d'étude (1975 - 1986) les différents niveaux d'eau enregistrés dans la retenue, pour des fréquences mensuelles.

2 - Section aval particulière n° 15 :



3.3.4.2 Le maillage :

Mise à jour de la géométrie

- Topographie

Les données topographiques relatives à la retenue de Zardezas sont uniquement contenues dans des fichiers de données servant aux différentes simulations sous RUBAR3 et RUBAR20. Ceux-ci sont nombreux et susceptibles de présenter erreurs et/ou incohérences.

Nous nous sommes donc assurés que les coordonnées X et Y des points des levés bathymétriques étaient bien semblables dans tous les cas, autant pour l'année 1975 que pour l'année 1986.

- Maillage

La première étape dans la constitution d'un maillage à partir d'une série de sections enregistrées dans un fichier *.st* est la définition de directrices à partir desquelles se fera

l'interpolation des sections intermédiaires. Les fichiers de sections initialement créés pour représenter la retenue de Zardezas ne présentaient qu'une directrice reliant les points les plus bas de chaque section. Pour faire face à des incohérences dans les résultats obtenus, la largeur des sections initiales avait également été homogénéisée (Massart S, 1998).

Le maillage existant était celui représenté ci-dessous (fig. 3.13)

Toutefois, la définition d'une seule ligne directrice s'avère insuffisante pour représenter la géométrie de la retenue et l'uniformisation des longueurs des sections ne semble pas résoudre les problèmes de calcul.

Nous avons donc tenté de réaliser une représentation plus fine des singularités des sections.

Le maillage obtenu est représenté ci-dessous (fig. 3.14)

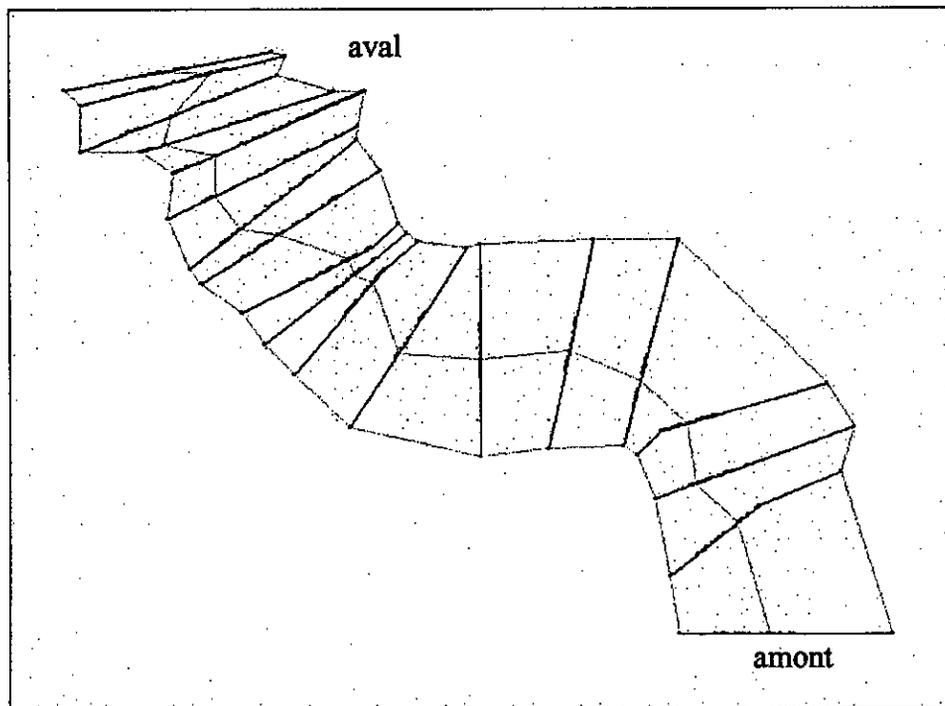


Figure 3.13 : Maillage initial de la retenue de Zardezas

(Les sections en travers sont représentées en noir et les lignes directrices en vert)

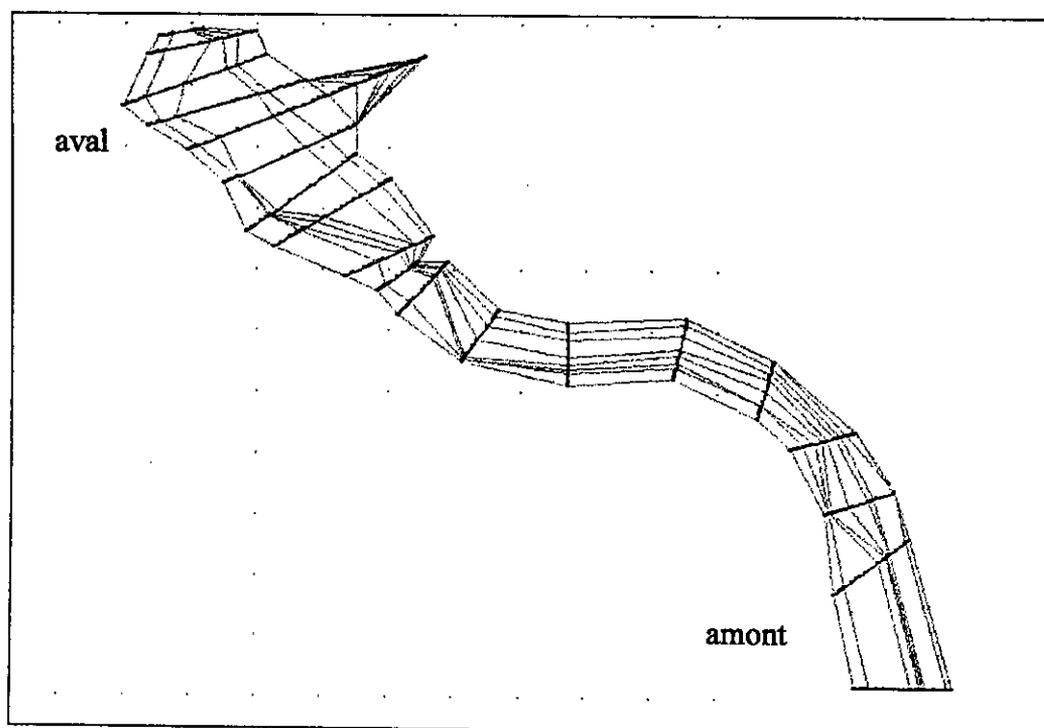


Figure 3.14 : Maillage de la retenue de Zardezas modifié

(Les sections en travers sont représentées en noir et les lignes directrices en vert)

Eléments d'explication

Ces incohérences s'expliquent toutefois – au moins en partie – par une mauvaise définition de la géométrie. Par exemple, l'utilisation d'une ligne directrice passant systématiquement par le point le plus bas de chaque section introduit entre les sections une géométrie artificielle : le point bas de chaque section n'est en réalité pas représentatif d'une continuité dans la forme des sections.

Ainsi l'introduction d'une ligne directrice reliant le point bas d'une section amont A à celui d'une section aval B (cf. fig.3.15) avec deux lignes directrices pour représenter la "cuvette" revient à définir une section intermédiaire telle que représentée ci-dessous (fig. 3.15 section C) :

On crée ainsi une sorte de fossé qui passe de la berge gauche à la berge droite en travers de l'écoulement, et deux "banquettes" de largeurs variables de chaque côté du fossé.

Il est cependant possible (c'est le cas pour la topographie de Zardezas) que la forme de cette section C ne reflète pas la réalité et que de la section A à la section B la cuvette en berge gauche se comble tandis que celle de droite se creuse, sans pour autant qu'elles soient connectées. La section intermédiaire a alors plutôt la forme suivante, plus représentative d'un dépôt de sédiments au milieu du lit.

Le maillage a été réalisé sous MocaHy², logiciel adapté aux rivières présentant un lit mineur et un lit majeur, logiciel qui s'avère inefficace face à une retenue présentant un fort élargissement comme notre cas. Sauf à définir de manière pertinente les lignes directrices.

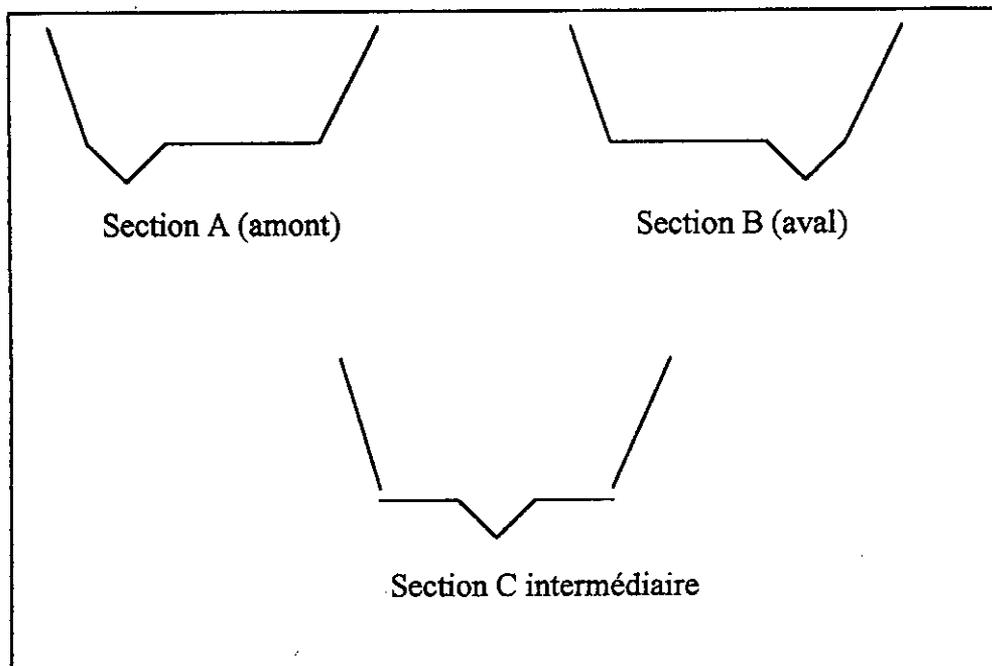


Figure 3.15.: Interpolation par utilisation d'un point bas.

²Développé par le Cemagref



Figure 3.16 : Forme intermédiaire proposée

Coefficient de Strickler :

Nous avons alors choisi un coefficient de Strickler moyen pour tout le fond de $K=40$, correspondant à une topographie lissée par l'envasement.

Granulométrie :

Une des difficultés réside dans l'acquisition des données. Nous n'avons donc pas pu avoir de renseignement sur la granulométrie. Cependant nous avons choisi par expérience une granulométrie uniforme de diamètre $d_{50}=100 \mu\text{m}$.

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, nous avons choisi une loi pour les vannes et l'évacuateur de crue, de la forme :

$$Q = \mu S \sqrt{2gh} \quad (3.36)$$

Nous obtenons alors la loi de tarage présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° 3.1 : Loi de tarage

Z (m)	180	181	190	194	199	199.03	199.14	199.42	199.68	200.08
Q (m ³ /s)	0	0	0.74	0.89	1.049	2.0508	11.054	51.062	200.75	201.16

Pour déterminer les conditions aux limites amonts ainsi que les conditions initiales, nous ne pouvions ni retracer tout l'épisode des précipitations, ce qui semble beaucoup trop long, ni choisir une crue représentative, vu l'hétérogénéité des pluies. Nous avons donc fait appel à une unité du Cemagref qui, par une méthode (Q.d.F) basée sur les probabilités, a pu nous fournir les renseignements dont nous avons besoin. Nous avons alors choisi neuf crues représentatives dont les propriétés sont présentées ci-dessous :

Tableau N° 3.2 : Caractéristiques des différentes crues simulées (Version 1)

Crue	Q ₀ (m ³ /s)	Q _p (m ³ /s)	Z ₀ (m)	C (kg/m ³)	T (h)
1	10	105	188	10	48
2	10	105	193	10	48
3	35	200	188	5	24
4	35	200	188	10	24
5	20	160	188	20	48
6	20	160	194.5	10	48
7	20	210	191.56	10	48
8	40	370	194.18	10	48
9	157.5	157.5	195	10	48

Avec :

- Q_0 : débit initial
- Q_p : débit de pointe
- Z_0 : cote initiale de l'eau dans la retenue
- C : concentration pendant la crue
- T : durée de la crue

Le débit évolue dans le temps d'une valeur Q_0 au départ, jusqu'à atteindre la valeur Q_p au bout de 4 heures. Il redescend ensuite pour atteindre le régime initial Q_0 de sorte que la crue dure le temps T .

Le schéma suivant résume l'évolution du débit dans le temps :

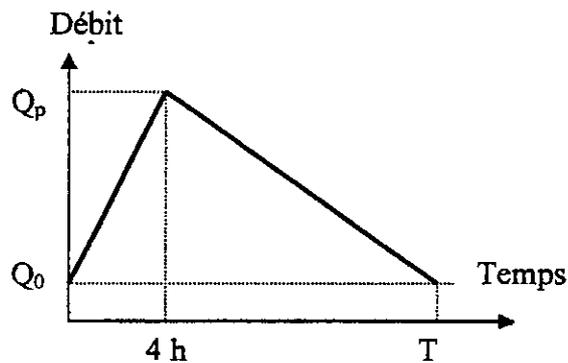


Figure 3. 17 : Allure de l'hydrogramme de crue selon QdF

Remarquons de plus que nous avons choisi une concentration constante pendant toute la crue, ce qui n'est qu'une approximation. En effet la concentration suit en général la même loi

que le débit, mais avec de l'avance ou du retard. Néanmoins nous n'avons pas suffisamment de données pour extrapoler la forme de la courbe.

3.3.4.3 Résultats obtenus

Les lignes d'eau ainsi obtenues semblent correctes même si la vue en plan des hauteurs d'eau et du champ de vitesse témoignent d'un écoulement assez complexe.

Toutefois, il subsiste des mailles en eau déconnectées de l'écoulement, principalement à proximité des berges et dans la partie droite de la section particulière n° 15. Celles-ci résultent d'une définition des conditions initiales peu adéquate. Nous avons en effet initialisé le calcul avec une hauteur d'eau de 0.50 m sur toutes les mailles et effectué une simulation sur une durée assez longue afin d'établir des conditions normales d'écoulement en régime permanent. On voit par ces résultats qu'il subsiste des "flaques" qui restent en eau. Les simulations suivantes ont montré qu'il est préférable de définir comme conditions initiales une cote d'eau correspondant à une certaine hauteur d'eau dans le lit mineur uniquement. Pour les mailles dont la cote de fond serait supérieure à cette cote d'eau, la hauteur est alors mise à zéro dès le premier pas de temps de calcul.

Mises à part ces mailles, l'écoulement semble a priori réaliste et la ligne d'eau après 4 h simulées reste stable.

Une simulation du transport solide a été tentée à partir des hauteurs d'eau ainsi obtenues, avec une concentration de 10 kg/m^3 en conditions initiales et à la limite amont. Seule la sédimentation est prise en compte ($\alpha = 0.2$ et $M = 0$)

On trouvera une représentation en plan indiquant la localisation de ces dépôts, on peut ainsi observer trois plages principales :

- Une première en berge droite qui correspond à une série de mailles de concentrations légèrement inférieures à 10 kg/m^3 ce qui est cohérent,

- Une seconde située autour de la berge droite effondrée de la section 15 et qui correspond à des "flaques" pour lesquelles la vitesse est quasi-nulle, il serait donc compréhensible que la sédimentation y soit plus importante d'autant plus qu'elle se produit à proximité de mailles de concentrations anormalement élevées,

- Une dernière vers la berge gauche à la limite des mailles en eau, qui correspond à des mailles de concentrations "normales" ; toutefois ces mailles correspondant à la réunion passagère de deux lignes directrices, la plupart sont triangulaires et présentent une longueur très largement supérieure à leur largeur, elles sont en outre situées à la limite du plan d'eau dans la retenue.

Nous avons mis beaucoup de temps à obtenir des résultats corrects. En effet le maillage n'était pas toujours correct et les paramètres de réglage non plus. Nous n'avons donc pas eu le temps de faire le calcul pour les neuf crues. Nous ne présenterons des résultats succincts que des cinq premières. Ces résultats ont été obtenus avec $\alpha = 0.1 \text{ m.s}^{-1}$ et $M=0.01 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$. Nous avons présenté, [Fig (3.18) (3.19), (3.20), (3.21)].., le fond initial, le fond avec un dépôt multiplié par dix et la ligne d'eau.

Nous voulions comparer les différentes crues entre elles pour essayer de comprendre l'influence des divers paramètres afin de trouver des similarités. Ainsi si un paramètre avait peu d'influence, nous aurions pu diminuer le nombre de crues représentatives, puis par une étude plus précise avec un maillage plus fin, obtenir des résultats plus précis.

Le coefficient d'érosion a été pris le plus faible possible, en effet le taux d'érosion le long de la rivière est faible : 0.2% du taux général de l'érosion produite par le grand bassin versant qui précède la vallée de Saf-Saf:

Liste des figures :

1. profil en long (eau seulement sans sédiments).
2. Maillage (vue de dessus)
3. Profil en long après une crue décennale.(avec concentration)
4. Profil en long et en travers après la première crue.

Tracé des profils en long apres les cinq crues.

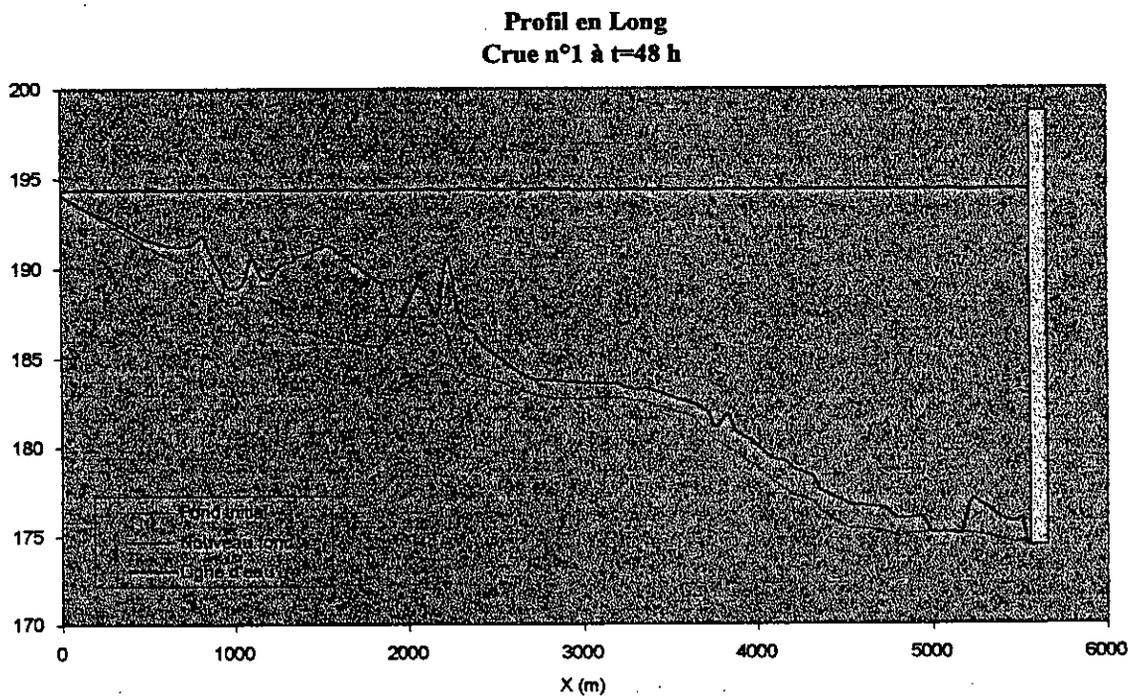


Figure 3.18: Profil en long (Crue N°1)

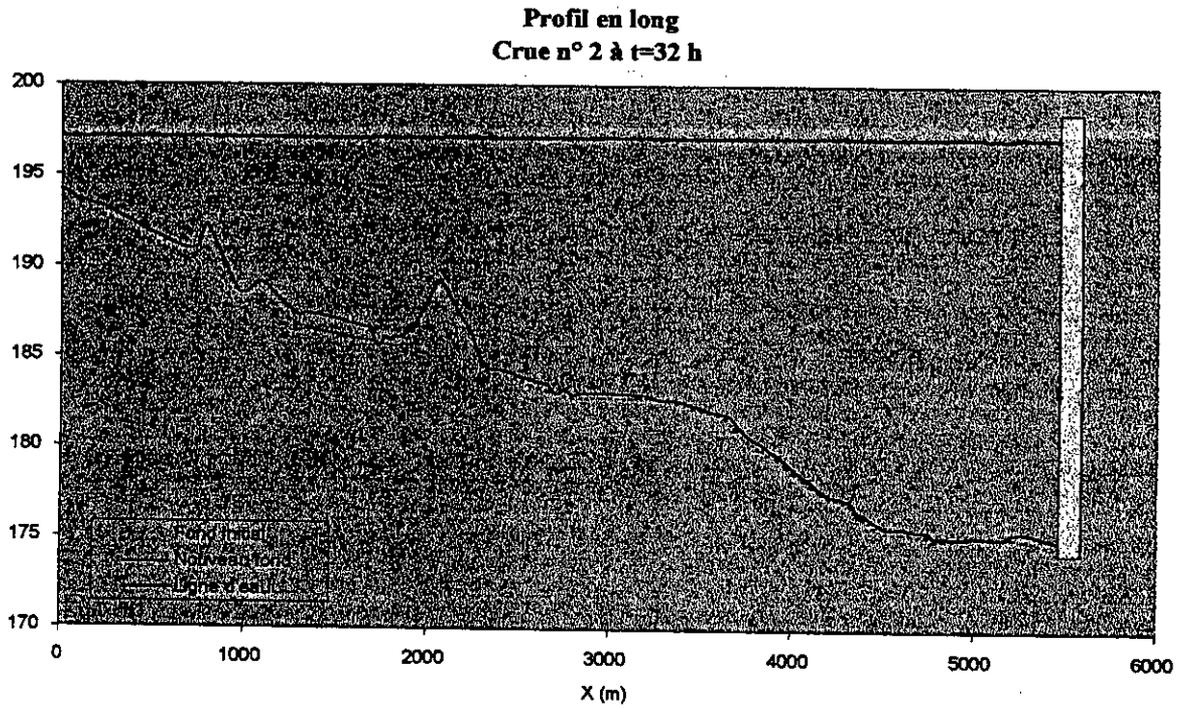


Figure 3.19 : Profil en long (Crue N°2)

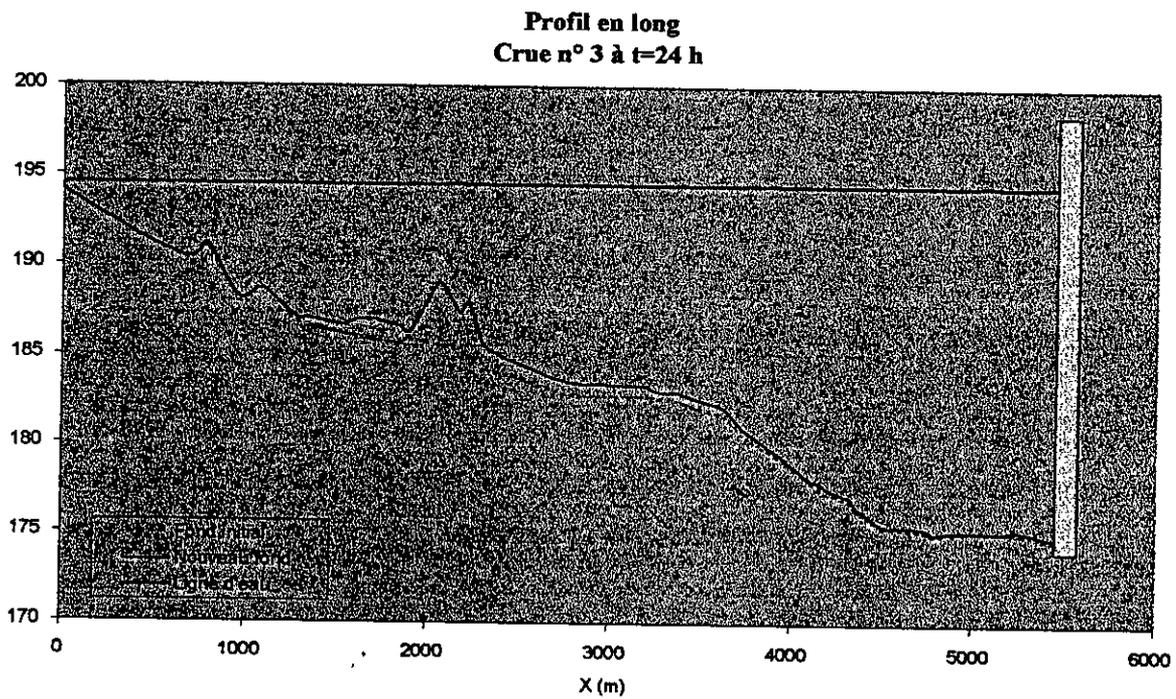


Figure 3.20: Profil en long (Crue N°3)

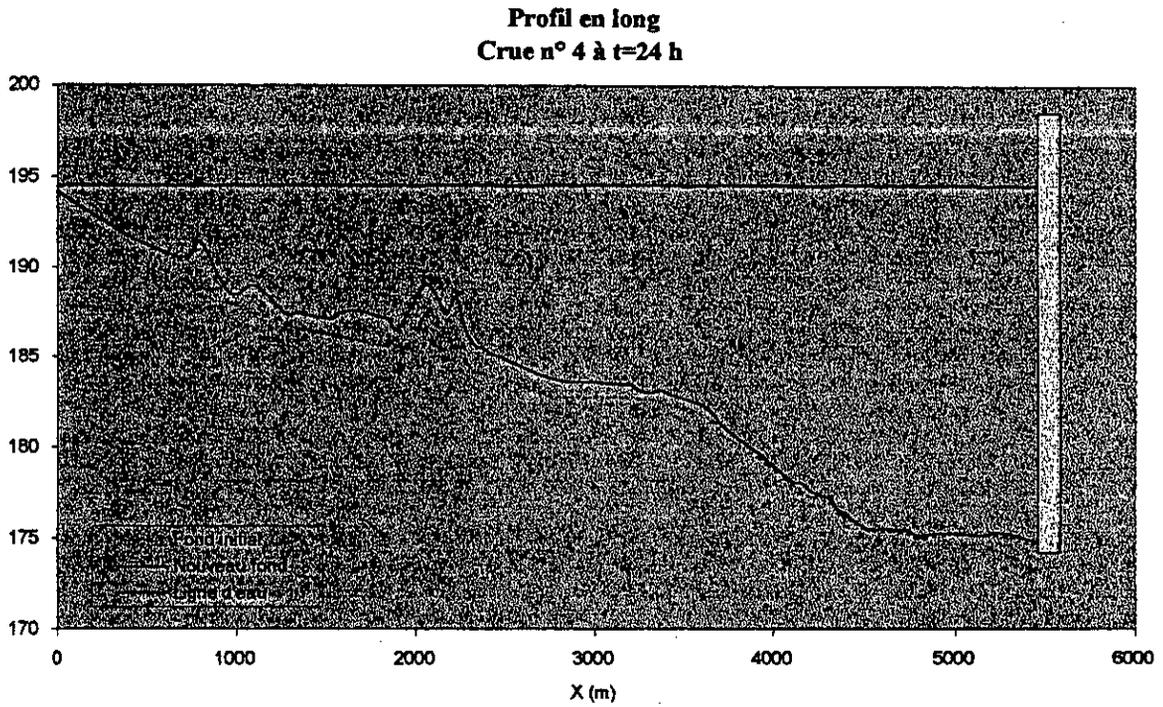


Figure 3.21: Profil en long (Crue N°4)

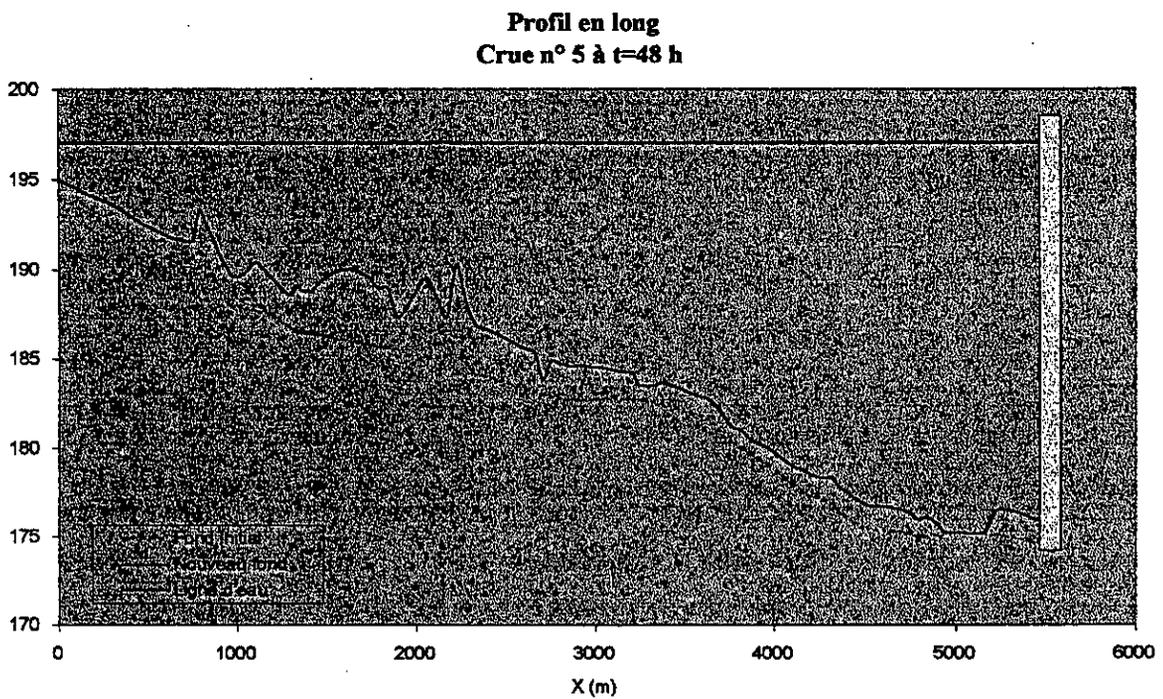


Figure 3.22 : Profil en long (Crue N°5)

3.4. Modélisation hydrodynamique (Deuxième étape)

Afin d'obtenir des résultats plus fiables, nous avons simplifié le maillage et repris le calcul sur l'ensemble d'une période.

3.4.1 Définition des apports pour la simulation de calage

Pour la simulation de la période 1975-1986, nous avons préféré utiliser des hydrogrammes proches des événements observés. Les hydrogrammes ont été reconstitués à partir des données rassemblées en se basant sur les débits de pointe enregistrés et sur les débits moyens journaliers avec des durées de crue multiples de 24 heures, le détail des hydrogrammes n'ayant pu être retrouvé sauf exception. Finalement, on aboutit pour la période 1975-1986 aux 11 crues (sélection d'une crue par an en moyenne) dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.5.

Tableau 3.3 : Caractéristiques des événements de crue simulés (version 2)

Date	Débit de pointe (m ³ /s)	Durée (jours)	Cote initiale (m)
18 novembre 1976	95	1	190
16 avril 1979	108	3	190
12 septembre 1979	127	1	194
6 mars 1980	56	1	190
11 septembre 1980	236	1	189
7 mars 1982	53	3	192
3 novembre 1982	255	1	190
11 novembre 1982	147	2	190
3 février 1984	996	2	192
30 décembre 1984	759	6	186
8 mars 1985	266	3	192

Les sédiments déposés sont relativement grossiers (sables et limons) mais leur caractéristiques varient fortement sur toute l'étendue de la retenue sans que des tendances générales d'évolution aient pu être dégagées. Il a donc été choisi de n'utiliser qu'une classe de sédiments avec un comportement moyen estimé à partir d'un d_{50} de 0,1 mm, un d_{90} de 1mm et une porosité des dépôts de 50%. Les concentrations de MES sont estimées à partir des informations disponibles ; elles peuvent monter jusqu'à 140 kg/m^3 . En l'absence de relation claire entre débits de crue et concentrations, une valeur de 100 kg/m^3 est retenue en période de pointe et une moyenne de l'ordre de 50 kg/m^3 en période de crue ; ces valeurs pourraient être utilisées pour des simulations d'évolution future. Il est toutefois clair qu'il s'agit d'un des paramètres clés. A l'intérieur d'un même événement de crue, il semble, en revanche, qu'une relation linéaire entre débit et concentration puisse être considérée comme une approximation valable [voir figure (3.23)], d'autant qu'à l'arrivée de fortes concentrations avant la pointe de crue succède ensuite une reprise de dépôts non consolidés.

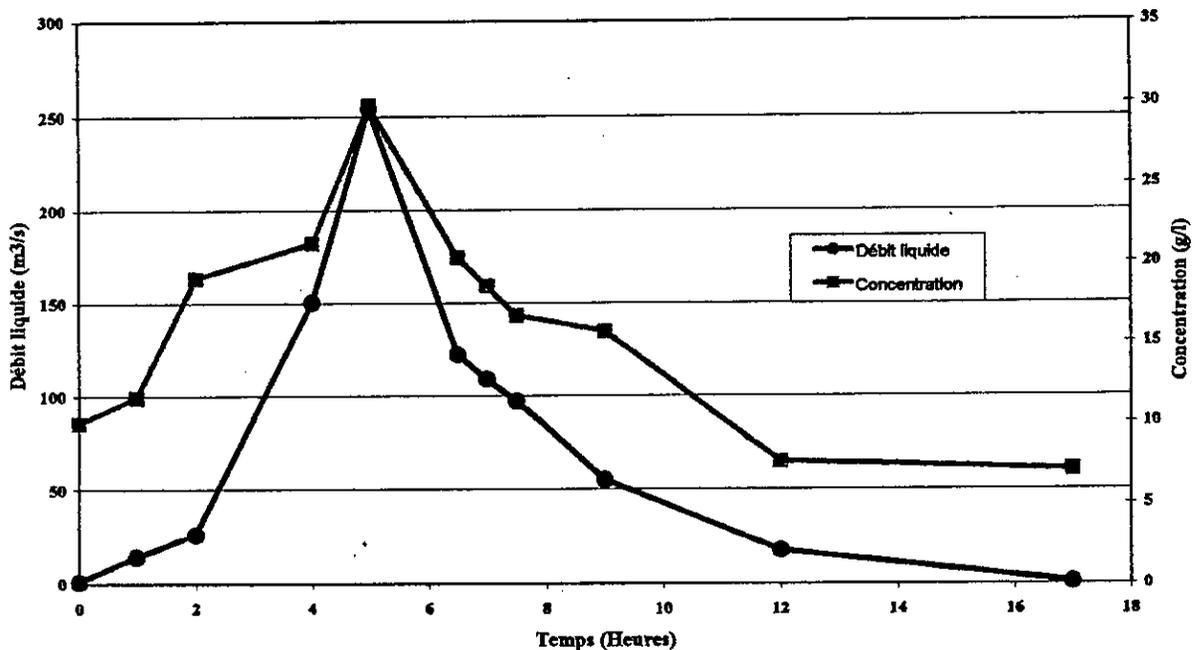


Figure 3.23 Mesures lors de la crue du 3 novembre 1982.

3.4.2 Mise en oeuvre du modèle hydrodynamique

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 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.

Pour la simulation pendant la période 1975-1986, la ligne d'eau initiale correspond au niveau d'eau estimé, d'après les relevés mensuels à l'arrivée de la crue. En cohérence avec l'hypothèse d'une évolution lente hors crue, la concentration initiale est supposée égale à la concentration d'équilibre. Pour des raisons de simplicité de mise en oeuvre, une seule simulation enchaînant les différentes crues est effectuée. Cela permet d'obtenir un état initial pour chaque crue qui correspond à un faible débit ($10 \text{ m}^3/\text{s}$ utilisé) avec des concentrations réalistes. La durée du palier à faible débit peut permettre de faire baisser le plan d'eau à des valeurs proches de celles observées. Pendant ces phases à faible débit, les sorties de sédiments sont quasi-nulles, ce qui correspond à la situation réelle.

Le maillage (figure 3.24) a été simplifié et ne comprend plus que 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 mètres. Un coefficient de Strickler de $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ a été choisi du fait du lissage de la topographie par les dépôts de sédiments.

Le coefficient α a été pris égal à 0,02, soit une valeur 10 fois inférieure à la valeur estimée dans un calcul précédent avec Rubar 20 (PAQUIER, 1999) afin d'éviter une accumulation trop forte de sédiments à l'amont. Le calage a donc été effectué sur ce seul paramètre et on peut supposer qu'il ne varie pas dans le temps étant essentiellement lié aux caractéristiques des sédiments.

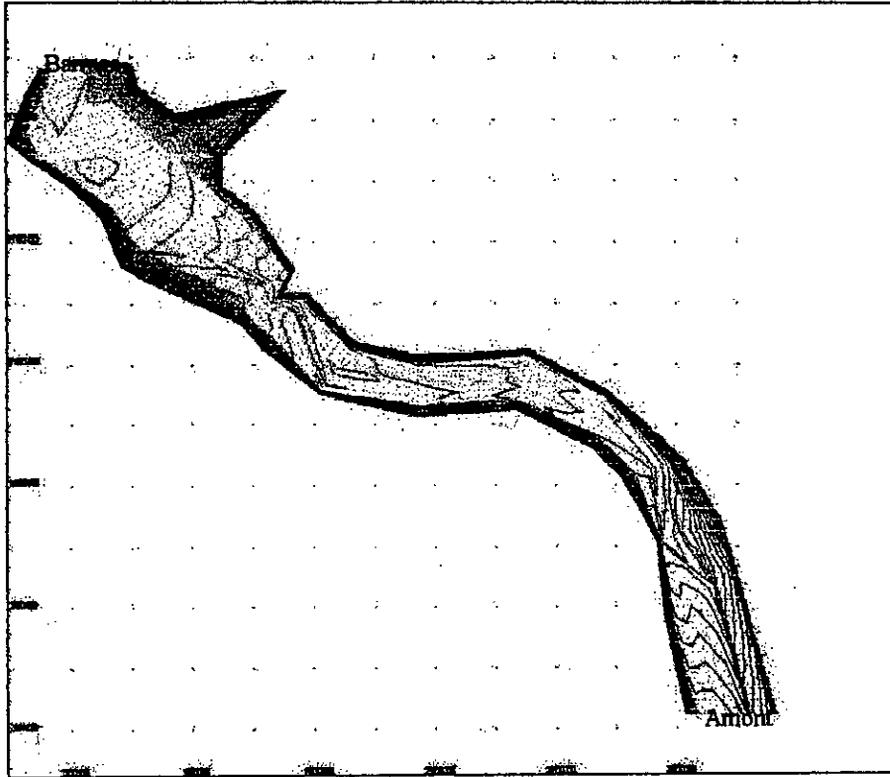


Figure 3.24 Maillage de calcul et courbes de niveau de la topographie de 1975.

3.4.3 Résultats de la période 1975-1986

Le profil en long du fond (point le plus bas) de la retenue en 1986 a été présenté Sur la figure (3.25) tel que mesuré et tel que simulé en partant de la situation en 1975. Les résultats montrent que l'épaisseur calculée des dépôts est relativement constante (autour de 4 m) et est, en cela relativement proche des phénomènes constatés. Les dépôts calculés apparaissent trop faibles à l'aval ; ceci peut être attribué à une représentation inadéquate des courants à proximité du barrage où les vitesses verticales ne sont plus négligeables mais l'effet des petites crues non modélisées, ou l'influence de la granulométrie étendue peuvent être d'autres causes possibles. Les figures (3.26) et (3.27) donnant les sections en travers situées respectivement au quart amont (PK 1300) et aval (PK 4175) de la retenue montrent assez bien que la disposition transversale des dépôts n'est pas non plus exacte ; en effet, le calcul donne un dépôt quasi uniforme transversalement [voir figure (3.28)] alors que, sauf incision de bras, le dépôt est quasi horizontal. Cet écart pourrait être attribué au mode de

répartition des dépôts à l'intérieur du code de calcul. Celui - ci suppose une répartition uniforme à l'intérieur de la maille et ne tient compte ni de l'altitude ni de la pente. Un maillage plus fin sur les bords de la retenue et autres zones de pente forte résoudrait en partie ce problème.

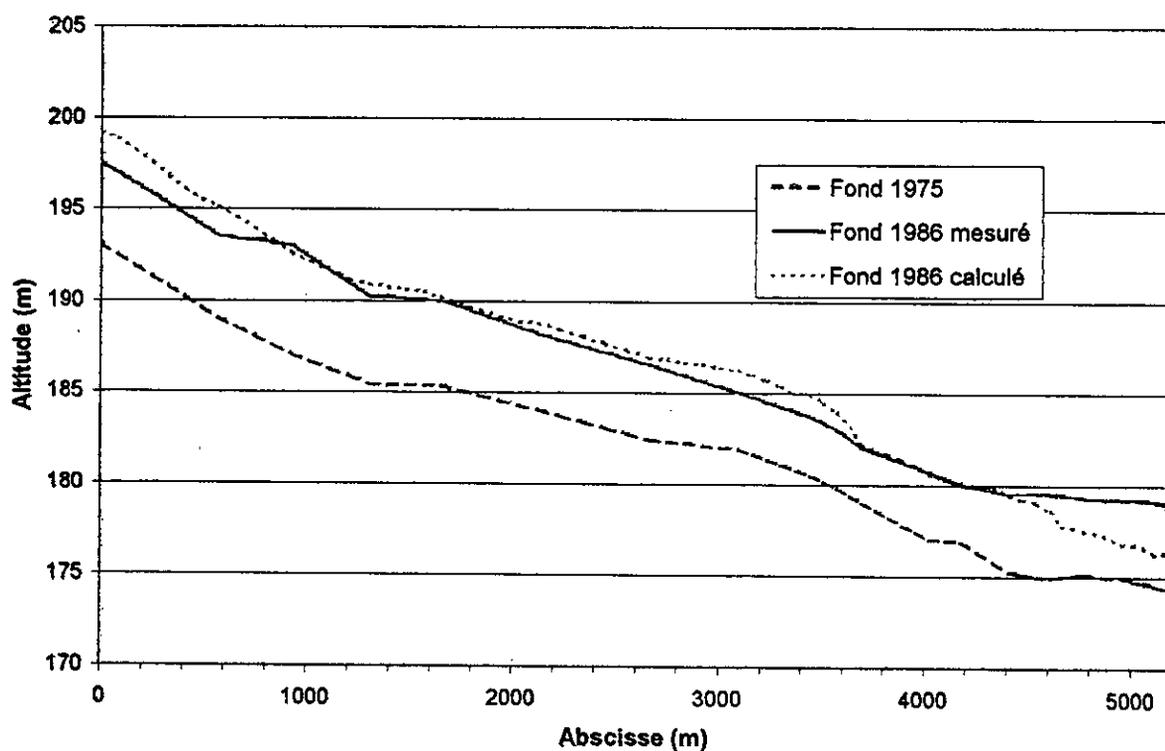


Figure 3.25 Profil en long du fond de la retenue

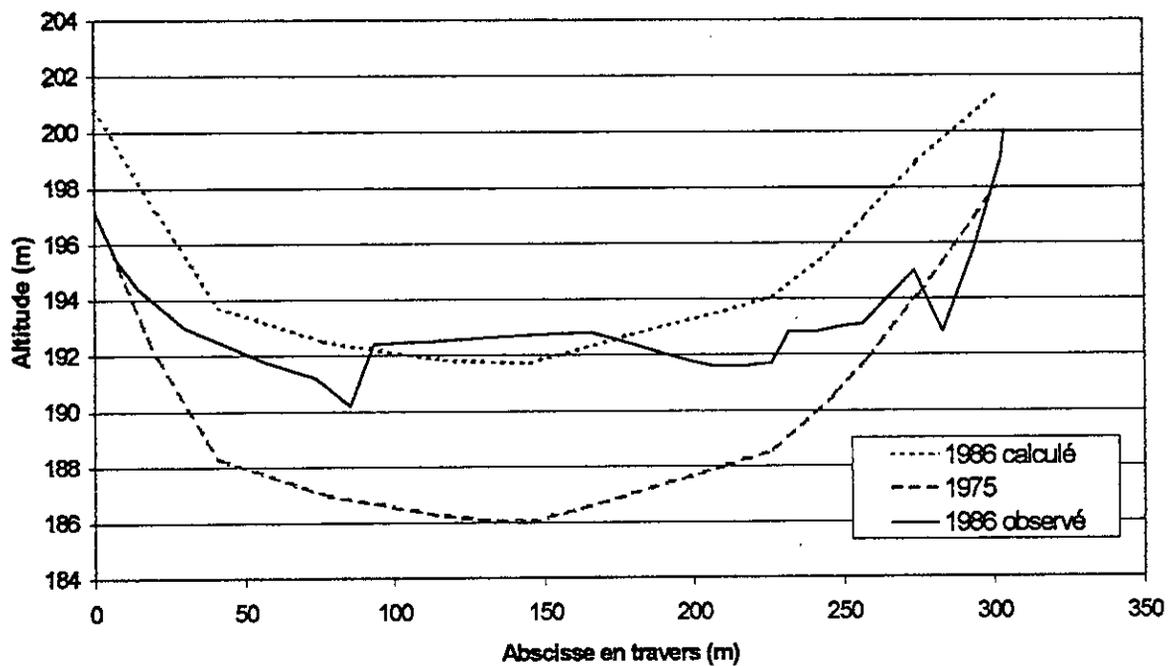


Figure 3.26 Profil en travers à 1300 m en amont de la retenue

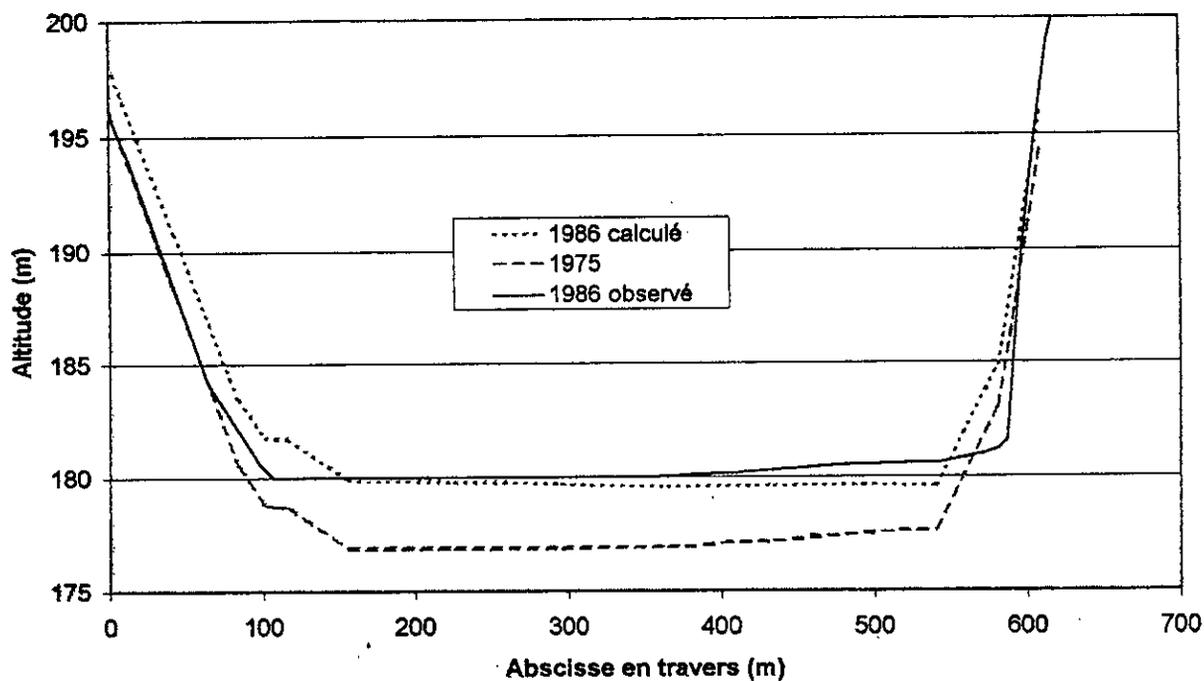


Figure 3.27 Profil en travers en aval de la retenue (à 1015 m du barrage)

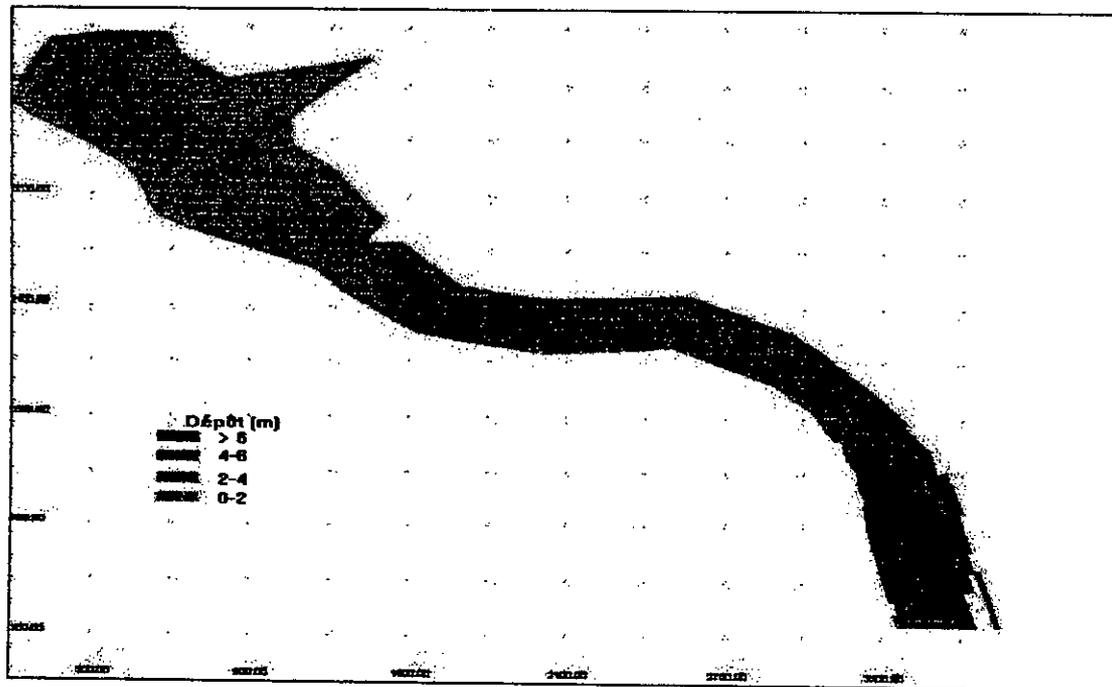


Figure 3.28 Epaisseur de dépôts calculée entre 1975 et 1986

3.5 Conclusion et recommandations

La simulation numérique effectuée sur la retenue de 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. Grâce au calage d'un paramètre, ce volume est 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 (mais le temps de calcul dépasse déjà deux jours sur un micro ordinateur). Un effort supplémentaire de recherche est sans doute à accomplir pour déterminer les lois d'échange avec le fond dans de telles retenues de barrage. En parallèle, il est certain que la part essentielle de l'incertitude sur les résultats résulte de l'incertitude sur les entrées.

L'application de la méthode proposée pour la gestion de retenues existantes ou pour le choix des sites d'implantation de nouvelles retenues est techniquement possible. Elle s'appuierait sur la génération de scénarios constitués d'une succession de crues de périodes de retour données, dont les hydrogrammes d'apports seraient bâtis à partir d'une représentation synthétique de l'hydrologie par les modèles QdF et de sa traduction en HSMF (Hydrogrammes Synthétiques Mono Fréquences). Ces données sont complétées par l'hypothèse d'une faible variation de la concentration moyenne de sédiments d'une forte crue à une autre. Cette démarche n'aura de sens que si, des données hydrométriques (eau et sédiments) suffisantes sont collectées, en amont puis stockées et traitées de manière fiable. En outre, la validation du modèle hydraulique sur plusieurs retenues existantes dans le même contexte hydroclimatique est nécessaire.

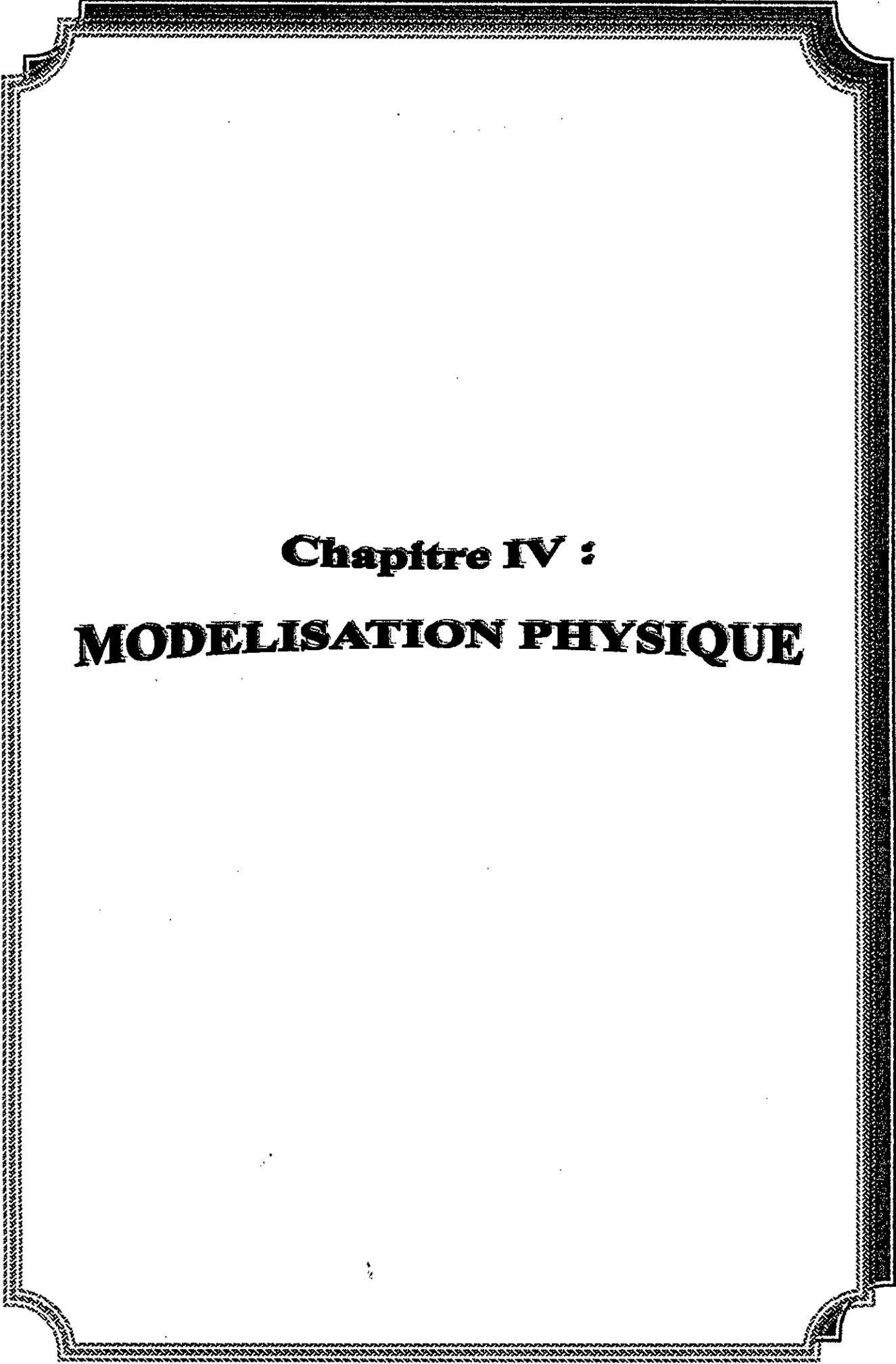
La connaissance du transport solide reste toujours tributaire de la précision des données que nous possédions, surtout pour faire la simulation numérique. La source de doute pour une simulation basée sur des données réelles peut être double à cause de :

1. La non - précision des données de base pour servir comme source d'information.
2. Le nombre insuffisant de paramètres pris en compte pour bien cerner le phénomène.

Bien que notre étude repose sur des séries de données pas tout à fait complètes, nous pouvons espérer connaître la globalité du transport solide et comprendre les étapes du cycle sédimentaire. Autre point très important à signaler, avec une simulation numérique pareille, nous pouvons faire de la prévision de la sédimentation dans une retenue. Comme conséquence de cette information, on peut estimer la durée de vie utile d'une retenue.

Les objectifs de la prévision de la sédimentation sont multiples. Le barrage et les structures attenantes doivent être conçus en fonction des effets de la sédimentation et des

moyens nécessaires pour contrôler cette sédimentation. Il s'agit d'étudier l'emplacement et la dimension des prises d'eau, des évacuateurs de crues, des vidanges de fond, des pertuis, des vannes



Chapitre IV :
MODELISATION PHYSIQUE

PREAMBULE : INTERET DE LA MODELISATION PHYSIQUE

A l'orée du 21^{ème} siècle, le modèle réduit physique est plus que jamais un outil irremplaçable pour traiter les problèmes d'hydraulique complexes (écoulement tridimensionnel, prise en compte de la dynamique sédimentaire notamment) malgré le développement de la modélisation mathématique.

Seul moyen de représenter la réalité tridimensionnelle et continue d'un site, la modélisation physique reste l'outil le plus sûr, voire l'outil unique pour la définition technique d'un projet d'hydraulique. Cet avantage est déterminant dans un certain nombre de cas, dans le cadre des grands aménagements comme pour des réalisations de taille modeste, les ouvrages hydrauliques complexes (évacuateurs de crue, certains ouvrages des réseaux d'assainissement ...), l'étude de l'impact des grands aménagements sur le transport des sédiments en rivière et le long des côtes.

Le modèle réduit physique est un outil incomparable de communication, il fournit une appréciation globale tridimensionnelle et complète du projet et son intégration dans un site, il facilite l'explication pédagogique des phénomènes hydrauliques.

Sait-on qu'il s'agit d'un outil moderne qui utilise les progrès les plus récents dans le domaine de la mesure, de l'électronique et de l'informatique en temps réel, qui est complémentaire des modèles mathématiques et non pas concurrent ?

4.1 INTRODUCTION :

La construction d'un barrage modifie profondément les conditions d'écoulement de la rivière ou du torrent à l'intérieur du réservoir. L'ouvrage crée une retenue à surface libre horizontale. Tous les sédiments érodés dans le bassin versant sont véhiculés par les cours

d'eau jusqu'à ce que la capacité de transport hydraulique diminue suffisamment pour permettre leur sédimentation (Giovanni, 1998).

Dans le contexte Algérien, la sédimentation dans les retenues constitue sans doute la conséquence la plus grave de l'érosion hydrique, où l'eau présente deux facteurs : son insuffisance et sa répartition inégale. En dépit de ça, le potentiel hydraulique perd annuellement environ 30 millions de mètres cubes (Rémini, 1999).

On trouve dans la nature des eaux dont les densités sont très voisines, mais gardent leur individualité propre, comme c'est le cas d'une eau turbide au sein d'une retenue de barrage superposée d'une eau claire. Elles se présentent en couches superposées, d'où il est parfois nécessaire de soutirer l'une d'elle à l'exclusion de toute autre. En d'autres termes, il sera très bénéfique de soutirer par les vannes de fond du barrage la couche d'eau turbide sans aspirer la couche d'eau claire, ce qu'on appelle soutirage sélectif (Daubert, 1963).

4.2 MATERIEL ET METHODES :

Notre étude présente deux parties, la première consiste à développer théoriquement la possibilité de soutirage sélectif de deux couches de liquides superposées, et la deuxième partie concerne l'étude expérimentale sur une installation d'essai en laboratoire qui a pour but de déterminer les conditions suivant lesquelles les conduites pourront soutirer efficacement l'eau salée (similitude avec l'eau turbide dans un barrage) d'une couche sans entraîner l'eau claire de la couche adjacente (Bessenasse, 1991).

4.2.1 Etude théorique :

Notation :

ρ : Masse volumique de l'eau turbide (kg/m^3)

$\rho - \Delta \rho$: Masse volumique de l'eau claire (kg/m^3)

h : La cote de l'interface ou la vitesse d'approche est v (m).

H : La cote de l'interface à l'amont du canal (m).

H_1 : La cote de la surface libre (m).

D : Diamètre de l'orifice (m).

d : Densité de l'eau.

a : Hauteur de passage de la fente (m).

g : Accélération terrestre (m/s^2).

g' : Accélération réduite (m/s^2).

Q : Débit (m^3/s).

q : Débit linéaire (m^2/s).

ε : Degrés d'abaissement de la hauteur d'eau.

α : Coefficient qui tient compte de la répartition de la vitesse.

l : Longueur de la fente.

4.2.1.1 Aspiration limite :

Le cas simple fondamental est celui de deux couches superposées de densité (ρ) et ($\rho - \Delta\rho$), s'étendant dans le sens vertical et limitées par une paroi verticale percée d'un orifice situé à une hauteur (h) au dessous de l'interface.

Selon les travaux de (Craya,1949), lorsque le débit aspiré est suffisamment fort, les deux liquides participent à l'écoulement, si l'on diminue progressivement l'appel de débit, l'expérience montre qu'à partir d'un certain moment la quantité aspirée du liquide le moins dense devient très faible.

4.2.1.2 Equation fondamentale :

Un schéma de calcul est élaboré afin de mettre en évidence l'équation fondamentale de l'aspiration limite (Fig.4.1). Selon le dispositif adopté, lorsque qu'il y aura écoulement, il apparaîtra une interface qui sépare deux couches de différentes densités. La couche supérieure reste immobile, tandis que la couche inférieure est aspirée par la prise d'eau. Ce phénomène a été vérifié par diverses expériences; Supposons que la perte de charge linéaire dans

l'écoulement est négligeable, l'équation de Bernoulli entre les deux sections (1-1) et (2-2) [nous donne :

$$\rho gh + (\rho - \Delta\rho) g (H_1 - h) = Cte$$

Charge totale de la section (2-2) :

$$\rho gh + \rho \frac{V^2}{2} + (\rho - \Delta\rho) g (H_1 - h) = Cte.$$

Après avoir fait égalité et simplification, on trouve :

$$H = h + \frac{V^2}{2g\Delta\rho / \rho} \dots\dots\dots (4. 1)$$

Posons :

$$g' = g \frac{\Delta\rho}{\rho} \quad (\text{Pesanteur réduite})$$

L'équation (1) devient :

$$h + V^2 / 2g' = H \quad \dots\dots\dots (4. 2)$$

L'équation (1) représente la relation entre le débit et la position de l'interface. Elle est analogue à celle trouvée par Craya (1949) , en se basant sur la condition de continuité de pression entre les deux couches.

Il est important de signaler que :

1. Quand $v = 0$, $h = H$ on trouve l'épaisseur totale de la couche inférieure, où la position de l'interface par rapport au radier de la prise d'eau.
2. Quand $\Delta\rho = 0$, H est indéterminée.
3. Quand $\Delta\rho = \rho$, c'est à dire $\Delta\rho - \rho = 0$,

La couche supérieure n'existe pas, il y aura écoulement avec un liquide unique, comme le cas précédent et l'équation (1) redeviendra :

$$h + V^2 / 2g = H \quad ;$$

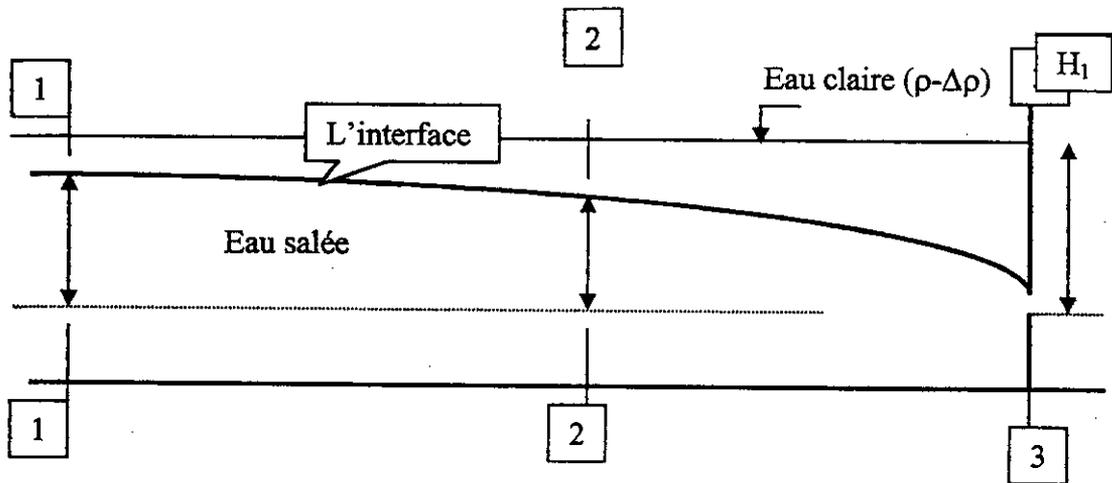


Figure 4.1 : Schéma de calcul

4.2.1.3 Débit à travers une prise d'eau qui aspire la couche inférieure :

L'équation (4.1) montre que dans le cas d'aspiration de la couche inférieure, l'écoulement à travers l'ouverture de la prise d'eau (dans notre schéma à travers une fente) ressemble à l'écoulement à surface libre, à travers un barrage, dont l'interface est une surface libre, mais où la pesanteur est remplacée par une pesanteur réduite (Fig.4.2) :

$$g' = g \frac{\Delta\rho}{\rho} \quad (\text{avec } \Delta\rho / \rho < 1)$$

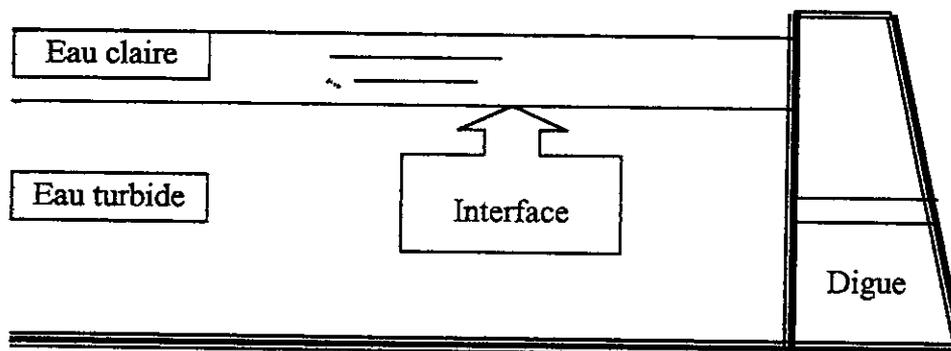


Figure 4.2 : Mise en évidence de l'interface

Dans ce cas, le débit à travers la fente est déterminé suivant les formules des barrages à écoulement libre.

Ecrivons l'équation de Bernoulli entre les sections (1.1) et (3.3), on obtient :

$$H = h_a + \alpha V_a^2 / 2g \dots\dots\dots (4. 3)$$

Avec ;

$h_a = a$, hauteur de la fente.

V_a : vitesse moyenne à travers la fente.

$$V_a = \frac{1}{\alpha} \sqrt{2g(H - h_a)}$$

D'où :

$$Q = \frac{1}{\alpha} l h \sqrt{2g(H - h_a)} \dots\dots\dots (4. 4)$$

Supposons que $h_a = a = \varepsilon H$.

Nous appelons le coefficient ε le degré d'abaissement de la hauteur d'eau, où le rapport

$$\varepsilon = \frac{h_a}{H} < 1$$

$$Q = \frac{1}{\alpha} l \varepsilon H \sqrt{2g(H - \varepsilon H)}$$

Après simplification, on obtient :

$$\frac{q}{\sqrt{\frac{\Delta\rho}{\rho}}} = \frac{1}{\alpha} \varepsilon \sqrt{1 - \varepsilon} \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$

On pose :

$$K = \frac{1}{m_0 \sqrt{2g}} \quad , \quad \text{avec} \quad m_0 = \frac{1}{\alpha} \varepsilon \sqrt{1 - \varepsilon}$$

D'où :

$$H = K \left[\frac{q}{\sqrt{\frac{\Delta\rho}{\rho}}} \right]^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (4.5)$$

4.2.1.4 La hauteur limite de l'interface

L'équation (4.5) est presque similaire à celle trouvée par (Gariel,1949), en considérant que la loi liant le débit, les densités et la hauteur limite d'aspiration est de la forme :

$$g \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho} \cdot \left(\frac{h^3}{q^2}\right) = Cte$$

le coefficient K est déterminé suivant les points expérimentaux sur un graphique en h et $\frac{Q}{\sqrt{\Delta\rho}}$.

4.3 ETUDE EXPERIMENTALE :

L'aspiration dans une retenue de barrage d'une seule couche qui représente l'eau turbide par une prise d'eau pose un problème d'hydraulique très particulier. Vu la différence de densité entre les deux couches d'une retenue, la couche supérieure d'eau claire qui a pour densité proche de l'unité, et la couche inférieure d'eau turbide qui présente des densités pouvant atteindre la valeur de $d = 1.6$.

Cet état nous a permis de simuler une stratification de deux couches dans une retenue de barrage.

L'installation que nous avons utilisée pour les expériences comporte essentiellement un canal vitré avec des organes d'alimentation.

Les installations d'essai en laboratoire présentent toujours la même configuration, avec un bassin d'alimentation à l'amont où s'effectue le mélange. La zone d'essai proprement dite constituée le plus souvent d'un canal prismatique rectangulaire à pente variable ou nulle et, à l'aval, un dispositif de soutirage sélectif du courant et un déversoir de contrôle du niveau.

(Boillat et de Cesare, 1994) ont utilisé un bassin trapézoïdal de 3 X 3 m pour créer des conditions d'approche homogènes d'un courant vers une prise d'eau. Siegenthaler et al. (1984) ont utilisé un grand bassin de 10 X 6 m pour produire la distribution d'un courant de densité dans le lac de Zurich dû à un glissement de rive (Giovanni, 1998). Keller (1995), (Hermann et al., 1994) se servaient d'un bassin de 3.5 X 1.4 X 3.8 m (longueur X largeur X hauteur) pour la simulation d'un phénomène semblable au courant de densité des retenues.

Altinakar, Graf et al. (1990) ont effectué leurs essais dans un canal d'environ 14 m de longueur et de 0.50 m de largeur Graf & Altinakar (1995). Hurzeller, Imberger et al. (1996) ont effectué leurs essais de courants de turbidité dans un canal de 14.80 m de longueur et de 0.355 m de largeur (Giovanni, 1998).

Le canal vitré de (60 cm) de longueur, (1.65 cm) de largeur et de (16.5 cm) de profondeur, était alimenté par un bassin d'eau salée à l'aide d'une pompe de circulation pour avoir un circuit fermé (voir Fig 4.3). Le sel utilisé le (NaCl) permet de créer la variation de densité, mais l'expérimentateur peut avoir recours à des origines diverses de la variation de densité $\Delta\rho$, qui fixe les ordres de grandeurs rencontrés. La cause de la variation de densité $\Delta\rho$, - dans l'eau comme fluide ambiant - peut être une différence de Graf & Altinakar (1996).

- Température : $\Delta\rho = 2$ [kg/m³].
- Salinité (notre cas) : $\Delta\rho = 20$ [kg/m³].
- Turbidité (particules en suspension) : $\Delta\rho = 20$ à 130 [kg/m³].

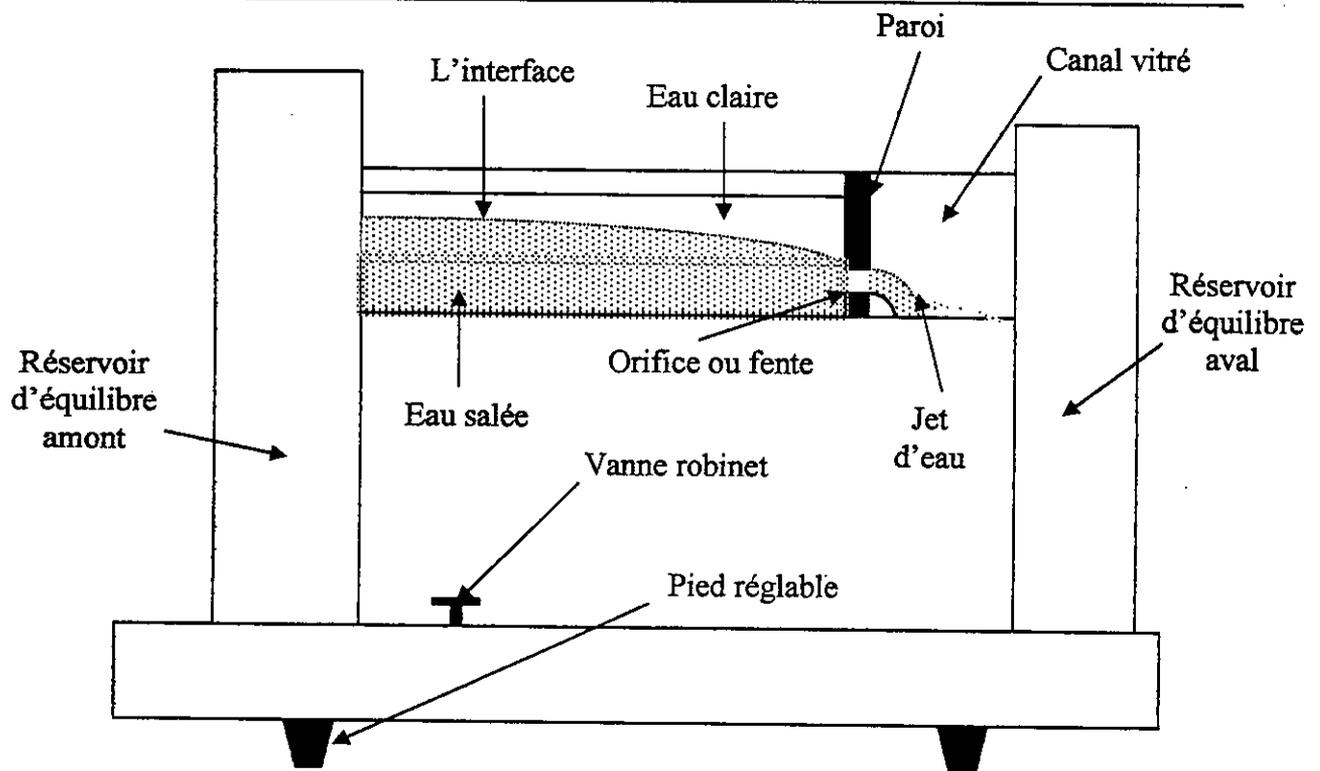


Figure 4.3 : Dispositif expérimental

Divers auteurs ont utilisé dans leurs travaux, comme Altinakar et Graf (1990) du sable de quartz de diamètre moyen $d_{50} = 0.014$ et 0.032 mm, Boillat et de Cesare (1994), de l'argile homogène de diamètre moyen $d_{50} = 0.01$ à 0.02 mm Giovanni (1998), et Hurzeller (1996) de la farine de silice de diamètre $d_{50} = 0.029$ mm.

D'une façon générale, le choix d'un matériau se fait en fonction des objectifs des essais.

Les critères de choix sont :

- La vitesse de sédimentation ;
- La durée de l'essai ;
- Les phénomènes à observer ;
- La disponibilité des matériaux.

A l'aval, l'eau du canal est aspirée au moyen d'une fente horizontale de quelques millimètres de hauteur pratiquée dans la face amont d'une paroi en matière plastique (pour un écoulement bidimensionnel) ou bien percé dans la paroi (pour un écoulement tridimensionnel).

4.4 Résultats et interprétations :

Les observations visuelles révèlent que l'entrée de l'eau turbide ou chargée dans les eaux claires de la retenue s'effectue suivant un processus appelé courant de turbidité. En effet, contrairement à ce que l'on pourrait attendre, les eaux chargées ou turbides se mélangent difficilement avec les eaux claires et forment les écoulements distincts qui disparaissent de la surface et progressent sur le fond (Giovanni, 1998).

1. Position de l'interface le long du canal :

La première série de courbes traduit la position de l'interface le long du canal en faisant varier la densité et la position de la vanne par rapport au fond.

L'existence de l'interface le long du canal s'explique par la différence de vitesse entre la couche supérieure d'eau claire et la couche inférieure d'eau salée (Fig.4.4).

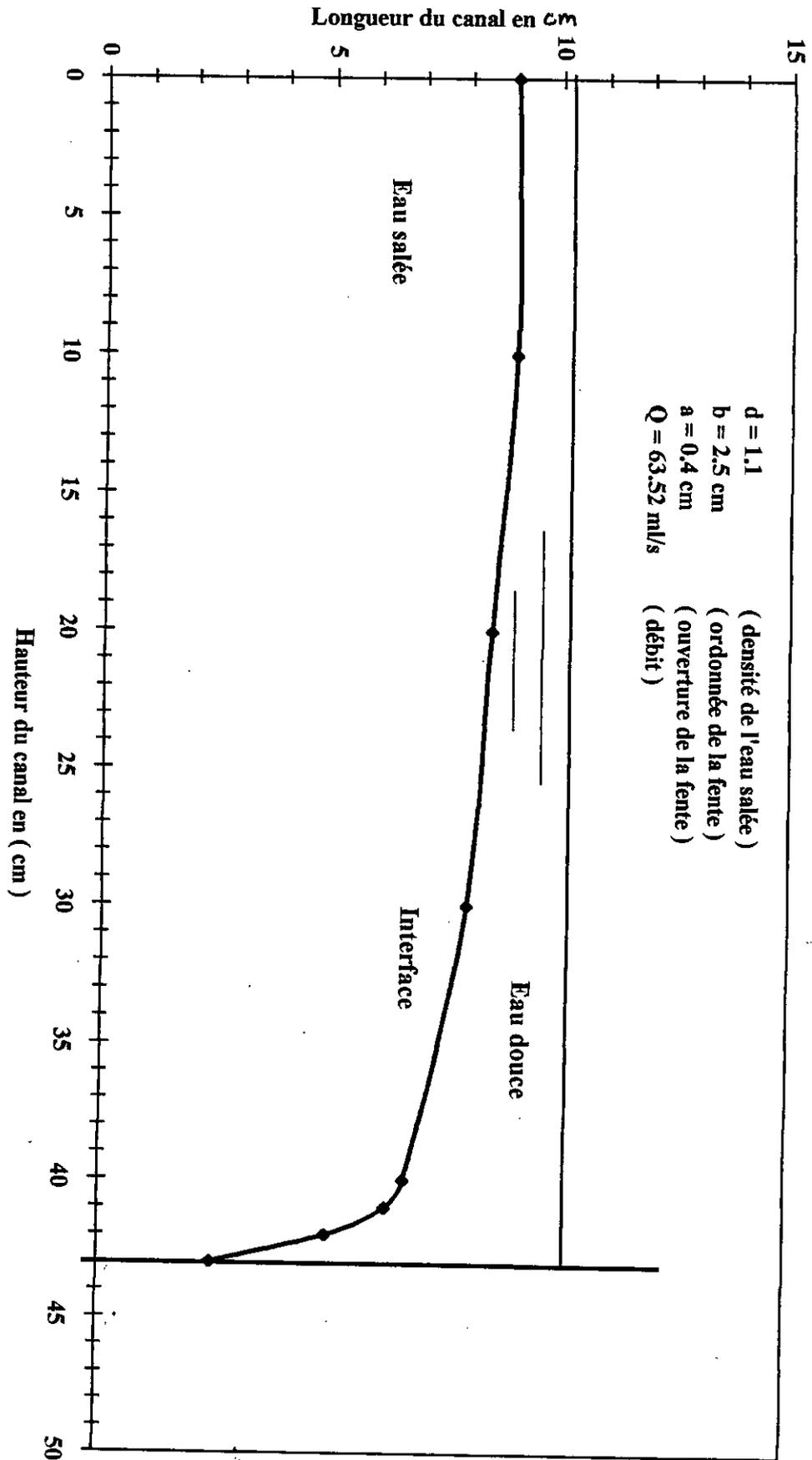


Figure 4.4 : Position de l'interface le long du canal (écoulement bidimensionnel)

Loin en amont de la prise, la vitesse est constante, et sa représentation graphique est similaire à une droite horizontale. Au delà d'une longueur de 40 (cm), la vitesse augmente et varie d'une façon exponentielle, d'où on peut conclure que le soutirage par les vannes de fond a un rayon d'action limité (Fig4.5).

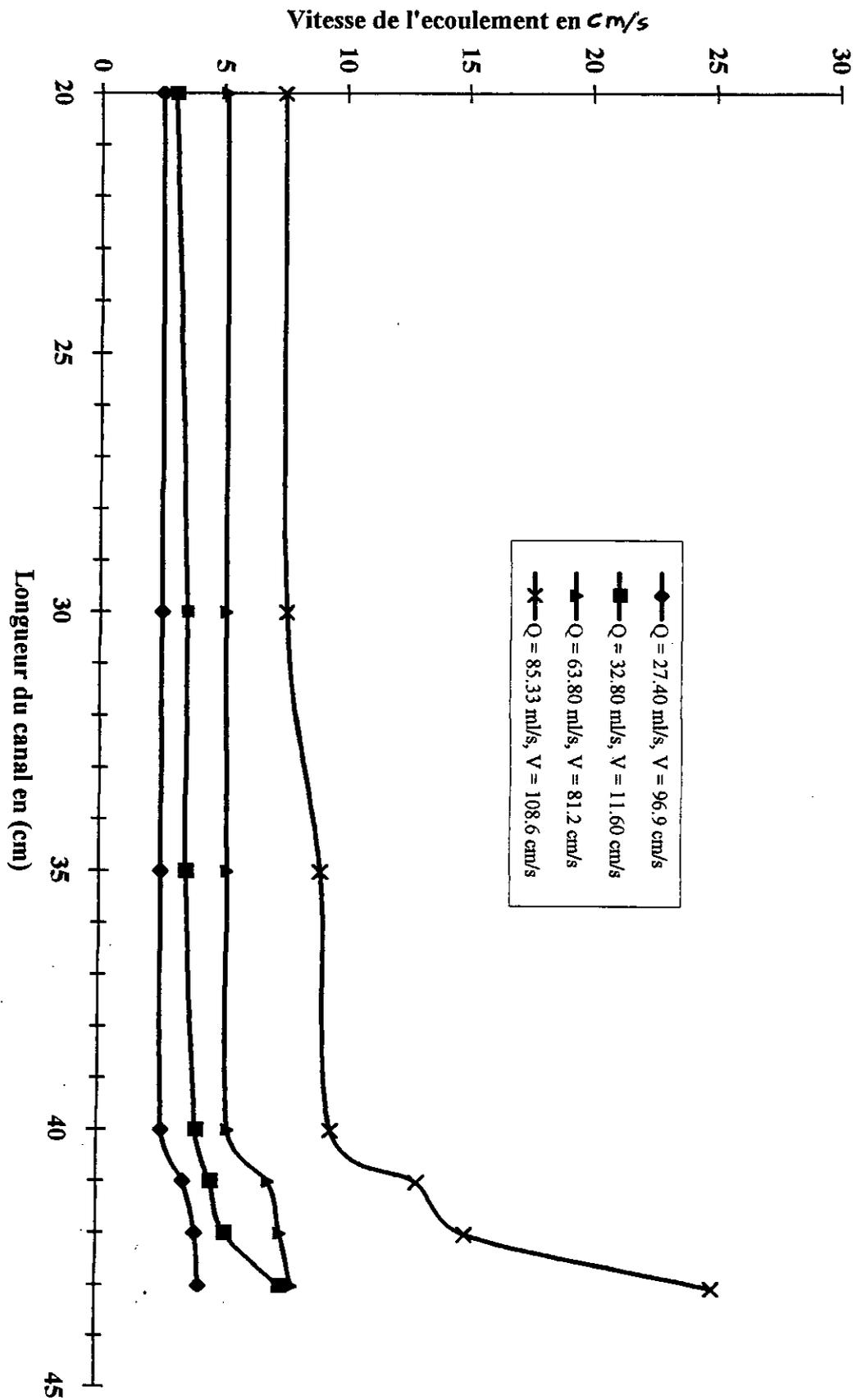


Figure 4.5 : Variation de la vitesse de l'écoulement le long du canal (densité $d = 1.17$, V)

En comparant les deux courbes représentant la loi de la hauteur limite d'aspiration (Fig 4.6 et Fig. 4. 7), on remarque que la courbe (Fig.4. 7) pour un écoulement tridimensionnel est très proche de l'axe des hauteurs pour les premières valeurs de $Q/\sqrt{\Delta\rho}$ et représente en quelque sorte une branche infinie dans le sens de l'axe des abscisses ($Q/\sqrt{\Delta\rho}$). Ceci étant dû aux contractions horizontales qui apparaissent en plus dans un écoulement tridimensionnel (à travers un orifice).

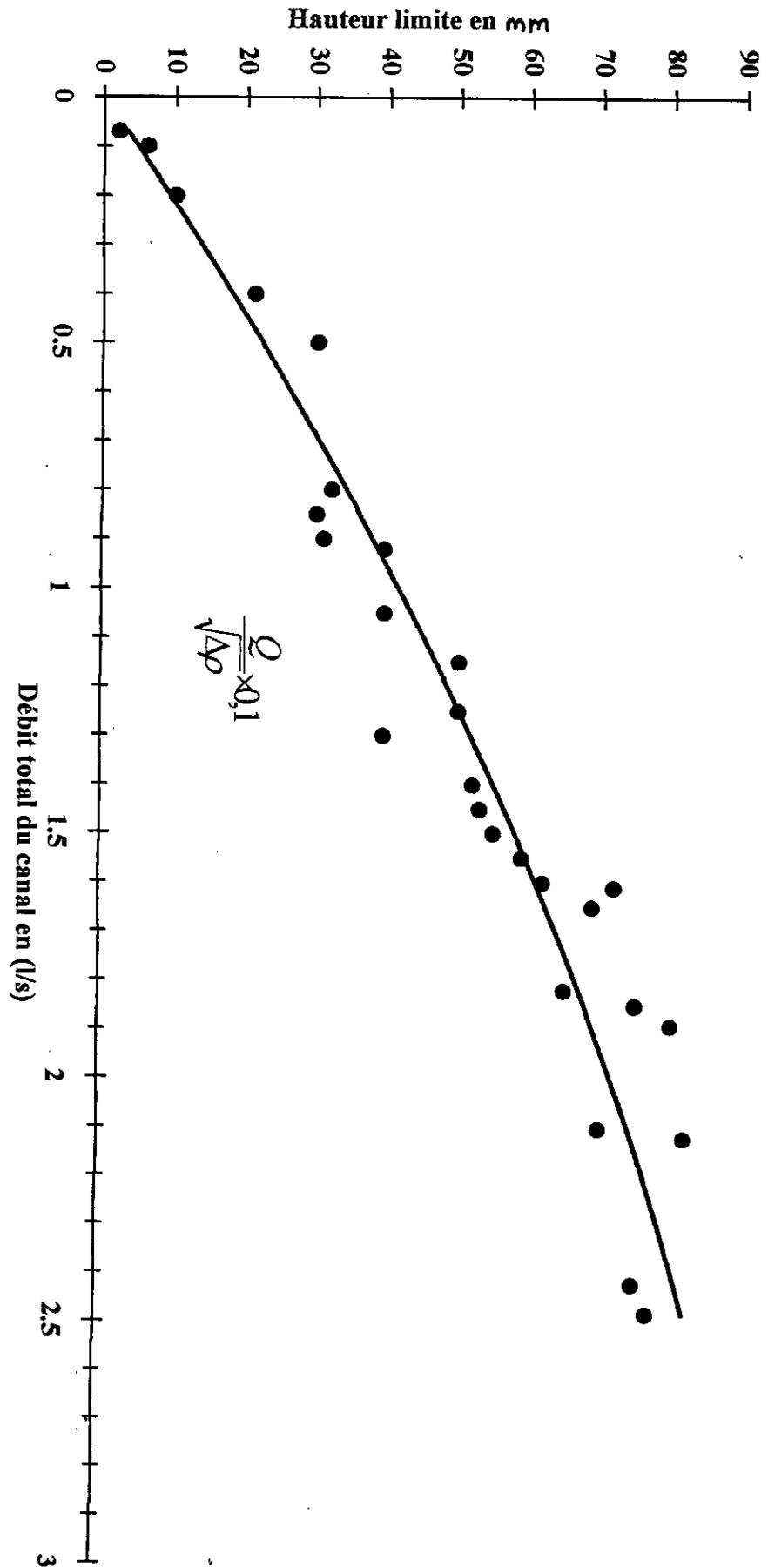


Figure 4.6 : La loi de la hauteur limite d'aspiration bidimensionnelle

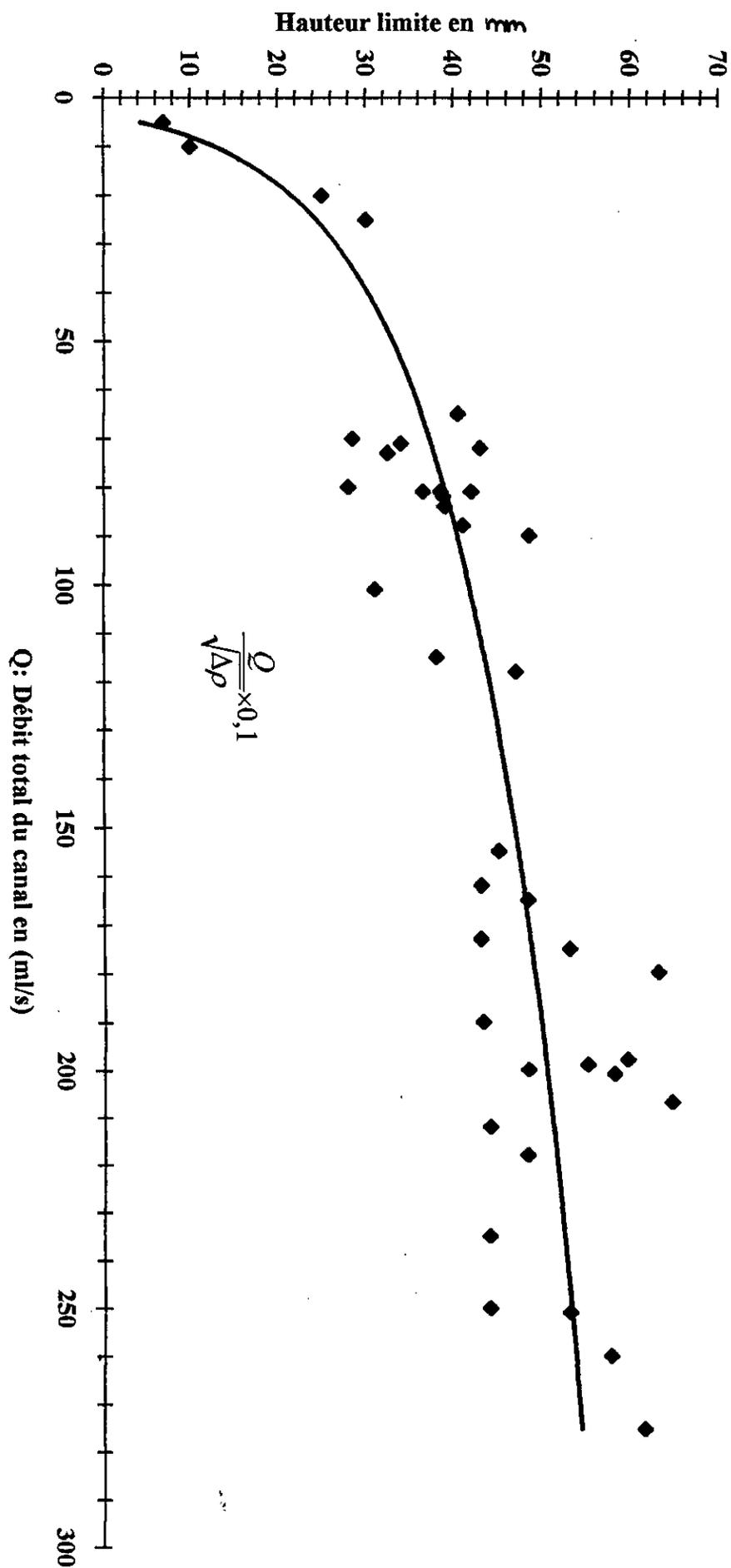


Figure 4.7 : La loi de la hauteur limite d'aspiration tridimensionnelle

4.5 CONCLUSION GENERALE :

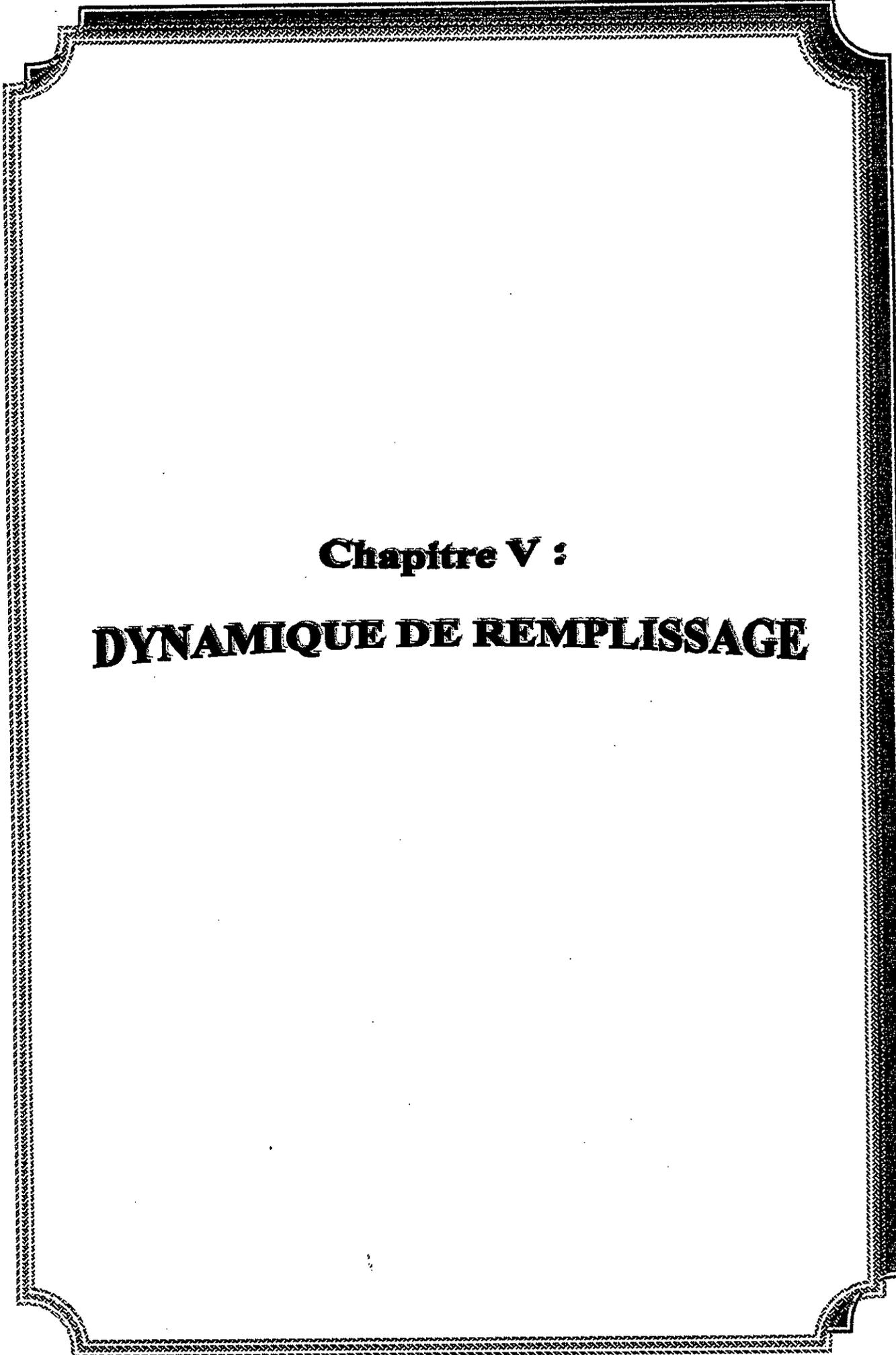
Notre étude s'est limitée au cas de deux couches superposées, qui a mis en évidence le phénomène fondamental de la hauteur limite d'aspiration. Nous avons trouvé les lois dans des cas des écoulements plans et à trois dimensions.

$$g \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho} \cdot \left(\frac{h^3}{q^2}\right) = Cte \quad (\text{Ecoulement bidimensionnel})$$

$$g \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho} \cdot \left(\frac{h^5}{Q^2}\right) = Cte \quad (\text{Ecoulement tridimensionnel})$$

Ces lois font intervenir la pesanteur qui apparaît comme le facteur physique fondamental. La viscosité ne joue qu'un rôle accessoire. Il s'en suit que le phénomène d'aspiration limite obéit à une similitude de FROUDE analogue à celle que respectent les écoulements à surface libre ordinaires, mais la pesanteur est remplacée par une pesanteur réduite. Les résultats trouvés vérifient bien une loi de la hauteur d'aspiration.

Enfin, il faut signaler que les essais en laboratoire sur modèles réduits doivent être considérés avec prudence tant que les critères de similitude avec les écoulements naturels ne sont pas clairement définis.



Chapitre V :
DYNAMIQUE DE REMPLISSAGE

5.1 Problématique :

La question qui se pose est la suivante : est – ce possible d'extrapoler les résultats d'une retenue donnée, en l'occurrence la retenue de Zardezas, pour une autre retenue qui présente les Conditions hydrauliques similaires ? En d'autres termes, peut – on parler d'une régionalisation d'une formule de comblement des retenues en Algérie ? Peut – on dégager une formule qui prévoit la durée de vie d'une retenue de barrage en fonction des données bathymétriques par exemple ?

5.2 Dynamique du remplissage d'une retenue

Pour aborder cet aspect du problème, il faut distinguer deux approches différentes de quantification du remplissage d'une retenue par la vase véhiculée par les crues successives. Il y a : l'approche liée à l'événement, et l'approche non liée à l'événement.

5.2.1 Approche liée à l'événement :

Cette approche ne s'intéresse qu'à l'événement, qui est la crue, durant seulement le temps de son passage. La concentration des matériaux en suspension augmente avec le débit, comme l'a montré M.H.Lô (1984) : la première montée des eaux de la Gambie, qui suit le début de la saison des pluies, permet une évacuation des particules produites par le bassin versant.

En effet, l'impact des gouttes de pluie sur le sol pulvérise les agrégats (effet de splash), produisant du matériau susceptible d'être amené aux rivières. Cette production de matériau est directement corrélée à l'intensité des pluies et à l'absence de couverture végétale protectrice. De plus, à la hausse du débit correspond une augmentation des conditions dynamiques dans le lit, qui favorise le remaniement des dépôts temporaires qui s'y étaient formés et même l'érosion des berges.

Il existe également des variantes saisonnières dans les relations concentrations/débits. Les premières crues qui se présentent après une période de sécheresse peuvent engendrer des concentrations plus importantes, même si leur débit de pointe est moins important que celui des crues suivantes.

Les relations liant la concentration de la charge en suspension au débit se présentent généralement sous la forme suivante :

$$C_s = a \cdot Q^b \quad (5.1)$$

Avec ;

a : un coefficient

b : l'exposant

Q : le débit liquide

Le débit solide évacué va dès lors, augmenter de façon marquée avec le débit, l'essentiel du matériau étant évacué lors des épisodes de crue, c'est à dire pour des débits relativement rares. Des petites crues qui surviennent fréquemment, n'ont qu'une efficacité limitée puisque le matériau évacué est peu important. A l'opposé, des crues très importantes, mais qui ne se présentent que de façon épisodique (par exemple une crue décennale), n'ont elles aussi qu'une efficacité globale relative, même si le débit solide évacué lors d'un événement est important. Comme l'ont montré des études réalisées en Angleterre (Web & Walling, 1982), dans le cas du transport de la charge en suspension, le débit dominant est légèrement inférieur au débit à pleins bords, 75% de la charge totale des sédiments en suspension étant évacuée par des débits dont la fréquence est de 1% (3.5 j/an) (Bravard, 1997). Ceci met en exergue le rôle essentiel des gros orages dans le transport des matières en suspension.

La chronologie du passage d'un pic de débit liquide et d'un pic de matières en suspension dépend également de la station de mesure sur un cours d'eau. Dans les petits bassins, le pic de MES peut être plus précoce que le maximum de la crue, si la production de sédiments s'opère en début d'orage. Pourtant le pic de MES prend en général du retard en direction de l'aval car l'onde de crue progresse avec plus de rapidité.

Ce qu'on peut reprocher à cette approche, le fait qu'elle oublie forcément une partie du wash – load même si on essaye de réintégrer lors d'une crue tout ce qui a été production lors d'une crue à l'échelle annuelle par exemple.

5.2.2 Approche non liée à l'événement :

C'est une approche globale est indépendante de la durée du phénomène (la crue). Elle s'intéresse à ce qui peut être apporté à la retenue comme sédiments le long d'une année. Il existe beaucoup d'auteurs qui ont abordé cette vision à travers des formules empiriques. On va citer quelques auteurs qui ont travaillé sur des bassins versants algériens (Kaabi, 1990).

5.2.2.1 Tixeront (1960) :

L'essentiel du travail de Tixeront est fourni à partir de mesures faites sur 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie. L'auteur a essayé de mettre en évidence l'effet de plusieurs paramètres sur le taux d'érosion :

- Précipitations et ruissellement
- Facteurs géomorphologiques (substratum, pente, etc...)
- Répartition saisonnière des précipitations.
- Climat et couvert végétal.
- La mise en valeur agricole.

A la lumière de ça, il a établi une formule qui tient compte de la lame d'eau ruisselée et de la perméabilité du bassin versant.

Les principaux résultats des travaux de Tixeront sont :

1. Le substratum joue un rôle important en ce qui concerne les taux d'abrasion.
2. Les bassins à plus forte abrasion se situent dans des régions seismiquement actives.
3. La distribution régulière des précipitations avec un maximum en pleine saison végétative est favorable aux faibles teneurs.
4. Suivant la répartition pluviométrique annuelle, il différencie trois zones qui sont :
 - Une zone où la pluviométrie, inférieure à 300 mm, est insuffisante pour causer une érosion appréciable.
 - Une zone de 300 à 700 mm, où l'érosion est très active de l'ordre (>1200 t/km²/an).
 - Une zone où la pluviométrie est supérieure à 700 mm qui présente une couverture végétale, l'ordre de grandeur est inférieur à 350 t/km²/an.

5.2.2.2 Fournier (1960) :

La théorie de Fournier repose sur un indice de base, qui est la concentration des pluies dans le temps. Sa formule est présentée comme suit (Fournier, 1960) :

$$E = \frac{1}{36} \left[\frac{P_x^2}{P_a} \right]^{2.65} \left(\frac{H^2}{S} \right)^{0.46} \quad (5.2)$$

Avec ;

E : apport solide annuel moyen spécifique (t/km²/an)

P_x : pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm).

P_a : pluie annuelle moyenne (mm)

H : dénivelée moyenne d'après la courbe hypsométrique (m).

S : superficie (km²).

Cette formule a été calée sur des grands bassins versants dans plusieurs continents.

L'intérêt de cette formule est double : premièrement, elle est facilement calculable n'exigeant pas de manipulations complexes. Deuxièmement, elle permet des comparaisons immédiates avec d'autres bassins versants.

Quant à ces inconvénients, ils résident dans son échelle d'action du bassin versant. On estime que les parties qui composent ce dernier ne réagissent pas de la même manière vis à vis de la concentration des pluies dans le temps du fait de la variabilité lithologique, pente, exposition etc. Ce qui ne donne pas une appréciation exacte sur le sensibilité du bassin versant à l'érosion.

Le second inconvénient que l'on peut soulever est de caractère temporel, c'est à dire que la formule repose sur un indice qui tient compte uniquement de la concentration des pluies dans un mois. Alors que diverses expériences ont montrés que la concentration des pluies en un mois ne peut être considérée comme facteur clé de l'érosion.

5.2.2.3 Wischemeyer (1962) :

Celui ci en 1962 proposa une formule d'évaluation de l'érosion au moyen d'un indice (R), qui est le produit de l'énergie cinétique de l'eau précipitée sur une surface donnée, exprimant l'effet des gouttes de pluie sur la désagrégation du sol, par l'intensité du ruissellement.

A l'inverse des autres auteurs, Wischemeyer s'est basé sur l'expérimentation. Des résultats probants ont été obtenus par cette méthode, dans plusieurs pays notamment aux U.S.A où elle a été conçue.

5.2.2.4 Sogreah (1969) :

L'essentiel de l'étude est basé sur les données d'observation au niveau de 9 barrages et 18 stations hydrométriques, pour étudier l'importance des transports solides des oueds sur les aires d'irrigation.

Les résultats sont représentés graphiquement traduisant des relations de la forme suivante :

$$D_s = \alpha \cdot R^\beta \quad (5.3)$$

Avec ;

D_s : Dégradation spécifique exprimée en t/km²/an.

R : Ruissellement annuel exprimé en mm.

β : 0.15

α : paramètre empirique variant avec le degrés de perméabilité des bassins variant de (3,3) pour les bassins à perméabilité élevée à (3200) pour les bassins imperméables.

5.2.2.5 Demmak (1982) :

L'auteur s'est basée sur des données de 30 bassins versants Algériens, et a pu proposer une relation empirique reliant la dégradation spécifique, la lithologie et la précipitation moyennant des coefficients (Demmak, 1982).

La formule est comme suit :

$$D_s = 26,62I_l + 5,07I_p + 9,77C_t - 59356 \quad (5.4)$$

Avec ;

D_s : dégradation spécifique (t/km²/an)

I_l : indice lithologique, qui est la superficie des formations marneuses et argileuses du crétacé supérieur et du tertiaire, exprimée en pourcentage de la superficie totale du bassin.

I_p : indice de précipitations érosives, qui est le produit du pourcentage des précipitations annuelles tombées sous forme des pluies supérieures à un seuil donné par la fréquence de ces précipitations.

C_t : coefficient de torrentialité, $C_t = D_d \cdot F1$

Avec D_d : densité de drainage [longueur totale du réseau fluvial ramené à l'unité de surface] ; $F1 = N1/A$

$N1$: nombre des thalwegs élémentaires ; A : la superficie.

D'après l'auteur, l'utilisation de cette formule est limitée à la zone tellienne, sur des bassins comportant un pourcentage de formations marneuses érodables supérieur à 10% et une pluviométrie moyenne annuelle supérieure à 300 mm.

L'inconvénient de la formule est que l'erreur d'appréciation de la dégradation spécifique est de l'ordre de 500 t/km²/an, ce qui est énorme à notre avis.

5.2.2.6 Meddi (1998) :

L'auteur a essayé d'établir un modèle statistique qui permet de calculer la dégradation spécifique annuelle en fonction de deux paramètres qui sont : le débit liquide et la superficie du bassin versant. Pour ce faire, il a utilisé les données de 18 barrages Algériens en exploitation, de 50 stations hydrométriques Algériennes, de 11 barrages Tunisiens en exploitation et de 16 barrages Marocains en exploitation (Meddi M, 1998).

Pour établir les relations entre la dégradation spécifique (variable expliquée) et les paramètres explicatifs : le débit liquide moyen annuel et la superficie des bassins versants étudiés, il a utilisé la régression multiple « pas à pas ».

Les expressions trouvées sont classées suivant les retenues des différents pays, réunis ou séparément.

1. Expression valable pour les retenues Algériennes et les stations hydrométriques :

$$D_s = 9313,31.Q_l^{0,079}.S^{-0,548} \quad (5.5)$$

Avec ;

D_s : dégradation spécifique annuelle (t/km²/an).

Q_l : débit liquide (m³/s).

S : superficie (km²).

2. Expression valable pour les retenues des trois pays (Algérie, Tunisie, Maroc) :

$$D_s = 3754,09 .Q_l^{0,34}.S^{-0,142} \quad (5.6)$$

3. Expression valable pour les retenues de l'Algérie et la Tunisie :

$$D_s = 31697,72.Q_l^{-0,26}.S^{-0,242} \quad (5.7)$$

4. Expression valable pour les retenues Algériennes et Marocaines :

$$D_s = 9802,57.Q_l^{-0,469}.S^{-0,212} \quad (5.8)$$

Cette série de formules nous pousse à poser deux questions :

1. Le fait de trouver une corrélation entre la dégradation spécifique et la surface totale du bassin versant, est – ce vraiment la totalité de la surface du bassin versant qui est productrice de sédiments ? alors qu'on sait pertinemment qu'une partie de la surface seulement est responsable de la dégradation spécifique.

La deuxième question est d'ordre général, qui concerne toute la panoplie de formules des autres auteurs.

2. Y a t'il réellement une concordance entre pluviométrie /érosion et transport solide, ou ces derniers ne sont- ils pas tributaires d'un état préalable du sol ?.

Il est indéniable que la corrélation entre les trois paramètres existe, mais ils restent dépendants de l'état préalable du sol ce qui explique en partie ces variations dans les débits solides.

Or, l'état préalable du sol est un élément qui échappe quelque peu à la quantification. Il s'agit en particulier de l'humidité préalable du sol avant la pluie et l'évapotranspiration. Deux éléments subtils à analyser, mais qui participent activement à l'érosion des sols, par humectation préalable et dessiccation, surtout l'été.

5.3 Application à la retenue de Zardezas :

Cette approche est basée sur le raisonnement par volumes, c'est à dire qu'on essaye de trouver une relation entre le volume d'apport liquide annuel et le volume de dépôt annuel à l'amont de la retenue. Notre application de cette vision est articulée sur le cas de la retenue de

Zardezas. Nous avons dégagé deux manières d'étudier cette relation entre les deux volumes cités auparavant.

5.3.1 Le pourcentage :

En se basant sur un tableau qui rassemble annuellement les deux volumes, à savoir le volume d'apport liquide et le volume de dépôt, sur une durée de 50 ans (entre 1948 et 1998). On va présenter un tableau illustrant les différents rapports ou pourcentages entre les deux volumes cités sur différentes périodes.

Tableau N° 5.1: Variation du rapport volume d'apport liquide sur le volume de vase

Période	Volume d'apport liquide (Hm ³) : V _{app}	Volume de vase (Hm ³): V _{dep}	Rapport : V _{dep} /V _{app}
1948 – 1953	288,3	1,351	0.0047
1954 – 1958	400,9	2,365	0.0059
1959 – 1964	258,1	1,342	0.0052
1965 – 1968	59,1	0,3	0.0051
1969 – 1983	679,6	3,6	0.0053
1984 – 1993	619,151	3,776	0.0061
1994 - 1998	191,268	1,166	0.0061

Du tableau, on peut déterminer la valeur moyenne du rapport ou le pourcentage liant le volume d'apport liquide annuel et le volume de vase.

$$\chi = 0.0055$$

Donc, on peut trouver la formule suivante :

$$V_{\text{dep}} = 0,0055.V_{\text{app}} \quad (5.9)$$

Cette formule est valable pour la retenue de Zardezas, mais on peut citer la forme générale qui lie le volume de vase et le volume d'apport annuel pour n'importe quelle retenue.

$$V_{\text{dep}} = \chi \cdot V_{\text{app}} \quad (5.10)$$

Avec ;

χ : le pourcentage entre le volume de dépôt et le volume d'apport liquide.

5.3.2 Relation entre les deux volumes :

Nous avons essayé de trouver des relations qui lient le volume déposé de vase avec le volume d'apport liquide annuel en exploitant les données de la retenue de Zardezas, et nous avons pu trouver trois formes d'équations :

- La première forme :

$$V_{\text{dep}} = a \cdot V_{\text{app}}^2 + b \cdot V_{\text{app}} + c$$

$$V_{\text{dep}} = 2.10^{-6} \cdot V_{\text{app}}^2 + 53.10^{-4} \cdot V_{\text{app}} + 0,0019 \quad (5.11)$$

- La deuxième forme :

$$V_{\text{dep}} = a \cdot V_{\text{app}} + b$$

$$V_{\text{dep}} = 57.10^{-4} \cdot V_{\text{app}} - 0,0083 \quad (5.12)$$

- La troisième forme :

$$V_{\text{dep}} = a. V_{\text{app}}^b$$

$$V_{\text{dep}} = 53.10^{-4} . V_{\text{app}}^{1.0105} \quad (5.13)$$

C'est cette dernière formule qui nous paraît plus intéressante, vu la simplicité de sa forme.

En conséquence de ça, la forme globale de la formule reste valable pour d'autres retenues qui présentent des conditions similaires au point de vue hydrologique, hydraulique et morphologique.

$$V_{\text{dep}} = a. V_{\text{app}}^b \quad (5.14)$$

5.3.3 Théorie des tonnages :

Nous disposons de deux orientations qui sont complémentaires pour résoudre ce type de problème : d'une part, estimer les apports solides se basant sur les données concernant les apports liquides, les caractéristiques du bassin versant considéré et surtout les levés bathymétriques. D'autre part, faire appel à des modèles numériques, qui ont des entrées (apports liquides, granulométrie,..) et des sorties (dépôt et débit évacué).

Ce qui nous intéresse dans ce paragraphe, c'est développer le premier volet souvent négligé.

Formule de Fournier :

Nous avons remarqué que les valeurs de dépôt trouvées par la formule de Fournier (1) sont de l'ordre des valeurs réelles extrapolées de la bathymétrie. et ça pour différentes valeurs données aux densités (1,2 à 1.8) attribuées à la vase en place.

L'érosion spécifique de la formule de Fournier (formule 5.3) est la suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left[\frac{P_x^2}{P_a} \right]^{2.65} \left[\frac{H^2}{S} \right]^{0.46} \dots\dots\dots(5.15)$$

Avec ;

E ou T_s : le tonnage spécifique par formule ($t/km^2/an$)

P_x : pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm)

P_a : pluie annuelle moyenne (mm).

H : 45% de la différence entre l'altitude maximale et l'altitude minimale

S : La superficie (km^2).

Tableau n° 5.2 : Valeurs des volumes de sédiments estimés par la formule de Fournier

d(densité)	1,2	1,4	1,6	1,8
V_{dep} (Hm^3)	6.33	5,42	4,76	4,24

Ces valeurs sont les volumes déposés dans la retenue de Zardezas sur une période de 11 ans, c'est à dire entre 1975 et 1986. Entre ces années de référence, nous possédons les levés bathymétriques. Le volume réel de dépôt est de l'ordre de 5 millions de m^3 .

L'estimation de l'érosion spécifique E_s ou T_s est établie à partir de la formule de Fournier appliquée au site de Zardezas

Remarque : Cette formule a été calée sur les grandes plaines mono - cultivées américaines, elle est supposée sous - estimer les volumes de terre arrachée en bassins versants dénudés d'altitude. Meunier a adapté une formule similaire dans un site des Alpes du Sud, en appliquant un coefficient correcteur multiplicateur de 2,3 (Meunier M., 1989).

Une autre formule s'impose, concernant la conversion de la masse du dépôt en volume.

$$V = T_s / d \quad (5.16)$$

Avec ;

d : densité du dépôt

Logiquement, la masse T_s (Tonnage spécifique) donné par la formule de Fournier (1) doit dépasser largement le tonnage déterminé grâce au produit d'un apport liquide par une concentration moyenne, qu'on appelle T_c , et ce dernier tonnage doit être supérieur à la masse du volume occupé par les sédiments à l'amont de la retenue, qui est déterminé bien sûr par la bathymétrie.

Calcul des différents tonnages :

T_s : D'après la formule de Fournier, $T_s = 693428$ t/an.

T_b : Nous avons pris comme densité ($d = 1,5$) pour le dépôt qui est entassé depuis onze (11) ans.

$T_b = 900\ 000$ t/an.

Protocole de travail (différentes procédures de calcul) :

1. Nous estimons la concentration moyenne annuelle (C_{ma}), en divisant le volume de vase déposé (V_{dep}) par le volume d'apport liquide (V_{app}) théoriquement année par année, ce rapport sera désigné comme une charge. Nous utilisons les données fournies par l'ingénieur responsable de la retenue (ces données sont regroupées par année et en moyenne

interannuelle par période). Les différentes valeurs de charge seront multipliées par la masse volumique de (1500 kg/m³).

Tableau 5.3 : Variation de la concentration moyenne durant la période 1975 - 1986

Année	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986
C _{moy} (g/l)	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	12.2	12.2	12.2

Source : A.N.R.H (Agence nationale des ressources hydriques – Alger)

Nous remarquons que ces valeurs trouvées sont dans la fourchette proposée (R.Ginocchio, Paris - 1970) qui est : $10 \text{ g/l} < C_{ma} < 25 \text{ g/l}$.

La deuxième étape consiste à transformer la concentration moyenne annuelle en une concentration de l'événement mobilisateur C_{me}, nous sommes obligés de multiplier par cinq (5) pour avoir des valeurs de C_{ma} dans la fourchette suivante : $50 \text{ g/l} < C_{ma} < 150 \text{ g/l}$. (Demmak M.,1982).

2. Nous pouvons aussi utiliser les mesures faites dans l 'oued Saf – Saf. Ces mesures sont faites en un point près du bord et de la surface. La série de valeurs de ces concentrations présente énormément de lacunes. La valeur moyenne de la concentration varie entre 10 g/l et 25 g/l (Parzonka, 1986)

Ces valeurs présentent des erreurs par défaut de l'ordre de 2 à 3, par rapport à des mesures faites en plusieurs points dans une même section en travers (mélange non homogène), l'ordre de l'erreur est estimé de la même valeur sur d'autres bassins versants Algériens.

Donc, nous pouvons corriger et estimer la valeur de la concentration moyenne de l'événement comme suit :

$$C_{ma} = 150 \text{ g/l.}$$

5.4 Détermination du volume de sédiment lors d'un événement :

Le régime pluviométrique en Algérie est un régime torrentiel, ce qui veut dire qu'on peut récupérer la quasi - totalité des sédiments produits annuellement lors d'un événement ou deux voir trois. Vu le manque de données précises lors des fortes crues, nous avons eu recours à une représentation simplifiée des hydrogrammes avec des paramètres, basés sur les probabilités (Galea - 1994).

Comme application sur un événement type de fréquence annuelle, nous avons les données suivantes :

- Le débit de pointe $Q_p = 92.61 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le débit de base $Q_0 = 39.72 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le temps de montée de la crue $t_m = 4 \text{ h}$
- Le temps de décrue $t_d = 20 \text{ h}$

Nous supposons la concentration moyenne de l'événement $C_{me} = 150 \text{ g/l}$ (voir les résultats précédents), nous pouvons déterminer le tonnage apporté par l'événement.

Nous pouvons déterminer le volume apporté par cette crue annuelle, en calculant la surface du triangle qui a pour base la durée de la crue (24 h) et pour sommet le débit de pointe Q_p (voir Fig : 5.1).

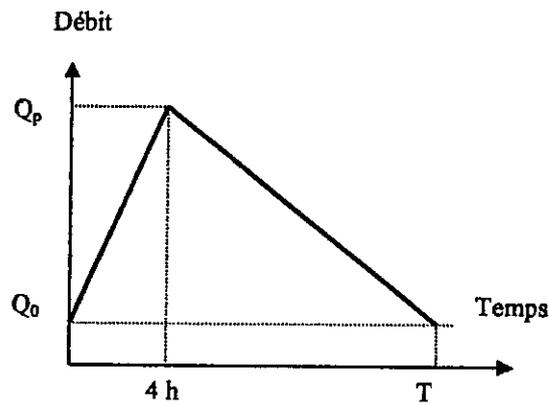


Figure 5.1: Hydrogramme de crue selon QdF

Nous trouverons comme volume liquide apporté par l'événement (crue annuelle) :

$$V_{\text{app}} (\text{événement}) = 2\,284\,848 \text{ m}^3$$

Nous supposons une concentration durant la crue de l'ordre $C_{\text{me}} = 200 \text{ g/l}$. Ce chiffre est à rapprocher du fait que des concentrations supérieures à 200 g/l sont régulièrement observées lors des violentes crues orageuses d'été et d'automne (en d'autres termes des événements rares) dans les bassins du Cheliff (460 g/l), du Hodna (674 g/l) et de l'Isser (387 g/l).

Nous obtenons comme volume déposé (en prenant comme densité $d = 1,6$) :

$$V_{\text{dep}} = 228\,484 \text{ m}^3$$

Nous remarquerons que la valeur du volume déposé donnée en adoptant la méthode QdF, représente plus de 70 % du volume moyen déposé annuellement ($300\,000 \text{ m}^3$), et de l'ordre

de 50 % du volume moyen déposé annuellement durant la période (1975 – 1986), qui était plutôt chargée.

En somme, un événement rare peut apporter facilement plus de 70 % de l'apport annuel en sédiments. Ce résultat peut servir comme donnée d'entrée, pour des modèles numériques.

5.5 Méthode d'estimation de Kronfellner – Kraus :

Kronfellner – Kraus a proposé un modèle adapté aux événements catastrophiques, capable d'estimer le volume de sédiments produit (Maurel F., 1996). Ce modèle appartient aux modèles conceptuels, qui relient la production de sédiments à des caractéristiques du bassin versant, sans passer par l'étape intermédiaire de l'estimation des apports des versants. La formule se présente comme suit :

$$V = K.S.J \quad (5.17)$$

Avec ; K : un coefficient qui varie entre 500 et 1500

 S : surface en km²

 J : pente moyenne de l'ensemble du lit en %

 V : volume de matériaux produits en m³.

Nous avons trouvé intéressant d'appliquer cette formule, et qui donne des résultats encourageants, ne serait – ce qu'un ordre de grandeur. L'estimation de l'érosion spécifique se fait sur les versants et ne tient pas compte de la restitution dans le cours d'eau (colluvions), elle est donc bien adaptée à la parcelle. L'estimation des concentrations dans le lit est liée à l'hydraulique locale indépendamment des versants .

Cette formule empirique tient compte à la fois des surfaces productives des versants (S) et de l'érosion linéaire dans le lit (J). D'ou son intérêt de l'appliquer à la retenue de Zardezas.

Nous avons calculé pour les deux valeurs extrêmes pour le paramètre K, et un pourcentage de pente moyen de 1 %, nous trouverons :

$$K = 500 \qquad V = 0.3 \text{ Hm}^3$$

$$K = 1500 \qquad V = 0.9 \text{ Hm}^3$$

Ces deux résultats sont satisfaisants puisque l'ordre de grandeur du volume de sédiments déposés pour une valeur intermédiaire du paramètre K est acceptable.

5.6 Recherche d'une relation entre le débit solide et débit liquide :

Trouver la corrélation entre le débit solide Q_s le débit liquide Q_l , et de la mettre en évidence.

Elle est de la forme :

$$Q_s = a. Q_l^b \dots\dots\dots (5.18)$$

Une fois trouvée cette relation, nous pouvons déterminer le volume des sédiments qui se dépose après une certaine durée. Pour déterminer le volume de sédiments qui s'est déposé à l'amont de la retenue, il suffit de diviser le débit solide (kg/s) par la densité ou le poids spécifique des sédiments, une valeur donnée par l'agence nationale des barrages (A.N.B), soit 1,6 T/m³ (Terfous A et al., 2001).

Le volume des sédiments déposé est donnée par la formule suivante :

$$V_{dep} = \frac{Q_s}{d} \dots\dots\dots (5.19)$$

Avec; Q_s : débit solide ou apport solide (kg/s)

V_{dep} : Volume des sédiments déposé (m³/s) ou (T/an)

d: densité ou poids spécifique des sédiments (kg/m³).

Afin d'établir cette relation entre apport solide et apport liquide, et pour confirmer la corrélation, nous avons pris les valeurs moyennes annuelles des apports liquides et les valeurs de la turbidité sur une durée de onze (11 ans), entre 1975 et 1986. Ce choix est voulu, pour pouvoir comparer le tonnage final des sédiments durant cette période avec le tonnage donné par les services de l'A.N.B trouvé à partir des levées bathymétriques.

Nous avons divisé les débits liquides annuels en deux classes :

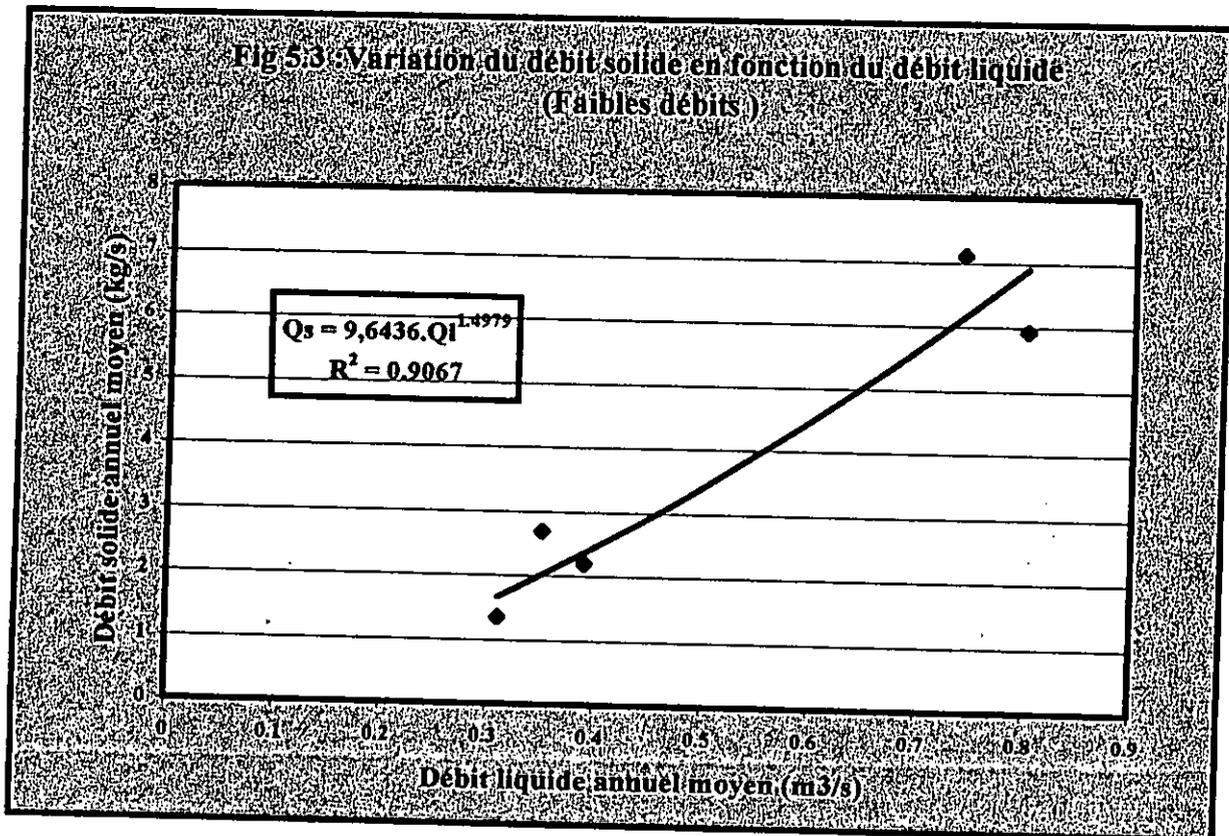
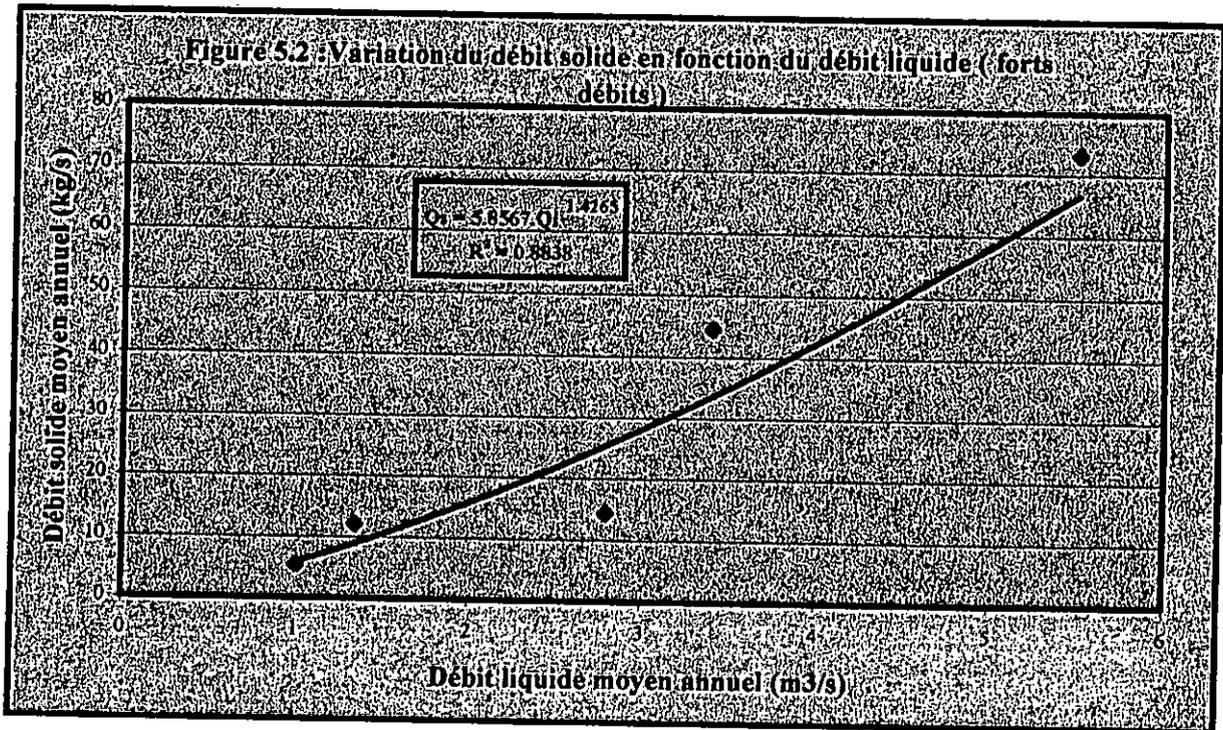
- débits forts qui dépassent $1 \text{ m}^3/\text{s}$,
- débits faibles, qui sont inférieurs à $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nous pouvons représenter les résultats sous forme de tableau.

Tableau 5.4: Corrélation entre débit solide et débit liquide

Paramètres	Relation $Q_s = f(Q_l)$	Coefficient de corrélation
Débits		R^2
Forts	$Q_s = 5,8567 \cdot Q_l^{1,4265}$	0,8838
Faibles	$Q_s = 9,6436 \cdot Q_l^{1,4979}$	0,9067

En se basant sur ces résultats trouvés, nous avons calculé ou estimé le volume total des sédiments déposés durant la période 1975 et 1986 à : 6 Hm^3 . le chiffre donné par l'A.N.B (*Agence Nationale des Barrages*) à partir des données brutes est de 5 Hm^3 .



L'intérêt de ces deux formules (dans le tableau précédent) est double :

1. Pour un bassin versant donné, où nous connaissons les valeurs moyennes de volumes de vase déposée et leurs volumes d'apport liquides correspondants, sachant que la forme générale qui lie le débit solide au débit liquide a pour forme : $Q_s = a \cdot Q_l^b$.

Nous pouvons déterminer aisément les coefficients a et b, une fois calculer ces deux coefficients, nous aurons la possibilité d'estimer les volumes de vase susceptibles de se déposer dans le futur, en prenant une valeur moyenne pour l'apport liquide.

2. Avoir la possibilité d'estimer les volumes de vase qui vont se déposer à l'amont d'une retenue future dans un bassin versant donné, en prenant plusieurs cas possibles pour l'emplacement de la digue. Pour chaque variante d'emplacement, nous avons une idée ou un ordre de grandeur sur le tonnage de sédiments susceptible de se déposer le long du bassin versant alimentant la retenue de barrage, par conséquent ça peut servir comme argument pour prendre la décision sur l'emplacement de la retenue projetée.

5.7 Evaluation de la durée de vie d'une retenue :

Sur la lumière de la formule précédente, nous pouvons estimer la durée de vie d'une retenue si les coefficients sont déterminés. Une retenue est supposée comblée de vase si le taux d'envasement est à 80% de sa capacité.

Notre objectif, c'est de trouver une relation ou une loi liant la capacité initiale de la retenue de barrage et son taux d'envasement, avec sa durée de vie. Annuellement, chaque retenue de barrage subit une diminution considérable de sa capacité initiale d'emmagasinement.

Mathématiser un phénomène continu, - qui est la sédimentation des barrages dans notre cas - satisfait à une loi d'évolution et à une condition initiale qui est la capacité initiale de la retenue, n'est possible qu'à l'aide d'une équation différentielle.

Nous allons prendre comme hypothèse de raisonnement, que la vase se dépose et évolue à une vitesse proportionnelle à la capacité d'emmagasinement d'eau de la retenue.

L'analyse du phénomène montre que l'on peut choisir comme fonction la capacité d'eau de la retenue non envasée, la variable étant le temps t .

Si V est la capacité d'eau de la retenue non envasée, la phrase de l'hypothèse se traduit par :

$$V' = k \cdot V \dots\dots\dots (5.20)$$

Les conditions initiales sont :

- Si $t = 0$, alors $V = V_0$, avec V_0 : la capacité initiale de la retenue avant l'envasement.
- Si $t = N$ (nombre d'années après la mise en eau) , alors $V = V_N$.

Les solutions de l'équation différentielle sont les fonctions : $t \rightarrow V(t)$, définies sur \mathbb{R}_+ par :

$$V(t) = C \cdot e^{kt} \dots\dots\dots (5.21)$$

Avec C : un réel.

Détermination de la solution particulière :

$V(0) = V_0$, la capacité lors de la mise en eau par exemple.

D'où $C = V_0$.

$V(N) = V_N$. la capacité après N années.

Après résolution, nous trouvons la formule suivante :

$$V(t) = V_0 \cdot \left(\frac{V_N}{V_0} \right)^{\frac{t}{N}} \dots\dots\dots (5.22)$$

L'objectif de cette formule c'est déterminer la durée de vie d'une retenue de barrage. Nous supposons qu'un barrage envasé à un taux de 80%, est considéré comme inapte au stockage, c'est-à-dire qu'il reste un taux de 20% d'eau sans vase.

Revenons à la formule précédente, donc après T années, le volume $V(t)$ est à 20% du volume initial V_0 . Donc, nous avons :

$$V(t) = 0,2 V_0$$

Le temps (t) est la période ou la durée de vie de la retenue, dont nous voulons trouver sa formule. Après transformation de la formule précédente, nous obtiendrons l'expression suivante :

$$T = N \cdot \frac{\ln 5}{\ln \left(\frac{V_0}{V_N} \right)} \dots\dots\dots (5.23)$$

- avec; - T (ans) : la durée de vie d'un barrage;
- N (ans) : Le nombre d'années entre la mise en eau et le premier levé bathymétrique, ou bien le nombre d'années séparant deux levés bathymétriques ;

- V_0 : La capacité initiale du barrage ou bien sa capacité durant le premier levé bathymétrique;
- V_N : La capacité du barrage après N années de sa mise en eau, ou bien sa capacité lors du levé bathymétrique.

Comme exemple d'application, nous appliquons cette formule trouvée sur le barrages de Zardezas. Les données sont :

$$N= 12, \quad V_0 (1986) = 24 \text{ Hm}^3 \quad \text{et} \quad V_N (1998) = 17,3 \text{ Hm}^3$$

Nous remplaçons dans la formule (5.23) les différents paramètres, nous obtiendrons :

$$T = 59 \text{ ans.}$$

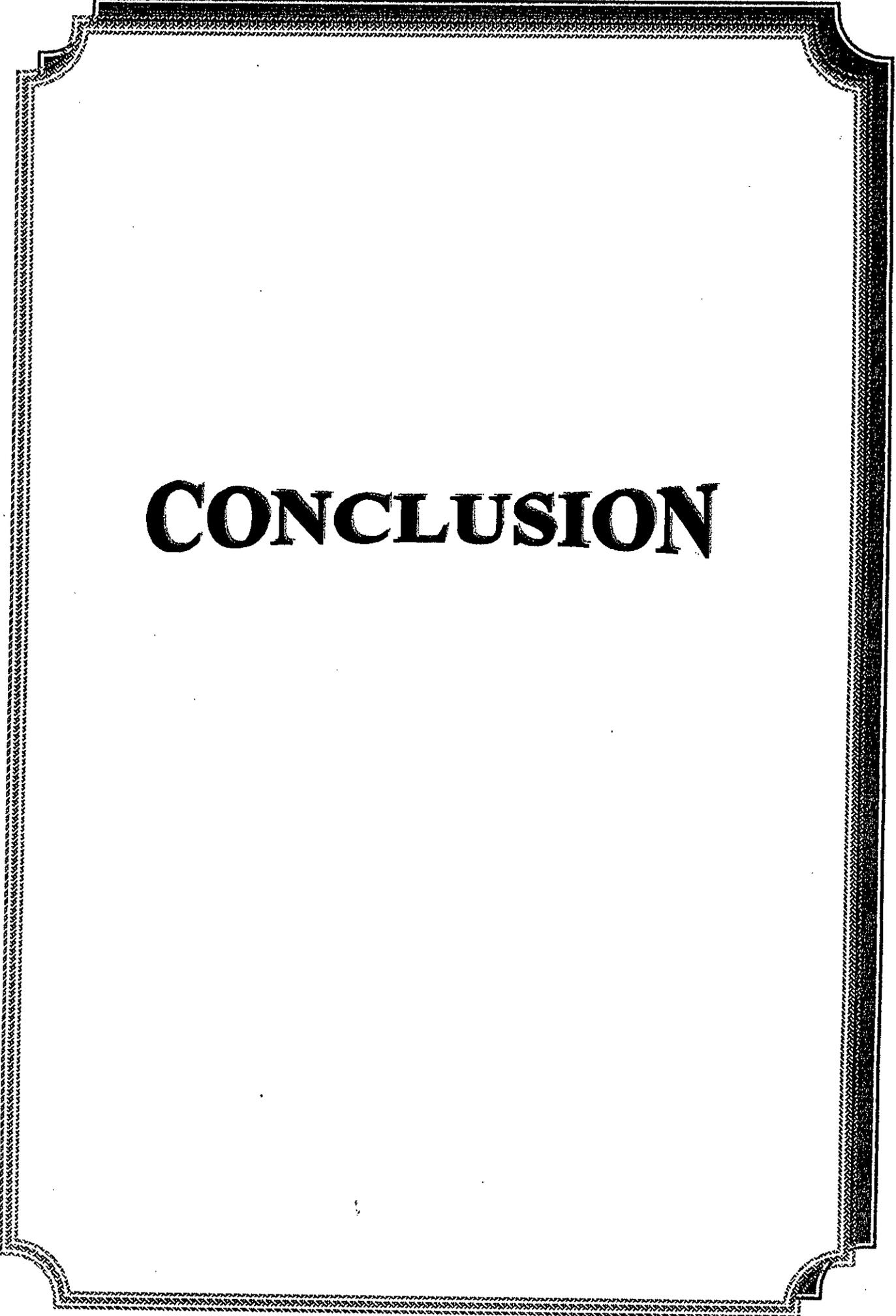
C'est-à-dire que le barrage de Zardezas sera envasé à 80% vers l'année : 2045.

Cette formule est importante (5.23) dans le cas où on s'intéresse à connaître le nombre d'années qui reste pour une retenue quelconque en exploitation, où bien plus intéressant encore le cas d'une retenue future projetée, avoir une idée au préalable de sa durée de vie en fonction de l'emplacement de la digue au sein du bassin versant.

5.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu dégager deux importants résultats; le premier concernant la corrélation entre débit liquide et débit solide. Il nous a paru judicieux de classer les débits liquides en deux groupes : débits faibles et débits forts, et de trouver les corrélations dans chaque cas. Nous avons pu estimer le volume de vase déposé pour une période donnée, en l'occurrence 1975 et 1986 années des levées bathymétriques. Le deuxième résultat important, c'est de pouvoir estimer la durée de vie d'un barrage en manipulant peu de données sur la

retenue, à savoir, la capacité initiale et un volume d'eau après x années d'exploitation. Ces deux résultats trouvés sont très utiles pour les gestionnaires de barrages en premier lieu, et les décideurs sur la conception des barrages projetés et surtout l'emplacement proposé.



CONCLUSION

Conclusion

Ce travail qui reste à parfaire et à affiner dans certains de ses aspects constitue une approche nouvelle et originale de l'étude de l'envasement des barrages. La méthode utilisée est celle de la modélisation tant numérique que physique du phénomène du transport solide. Il prend appui sur une compilation bibliographique en la matière et tente une approche dynamique confrontée aux données de terrain dans le but d'aboutir à un modèle fiable pouvant être au service de la gestion des barrages. Il peut constituer une voie de recherche qui prend tout son sens au vue de la situation hydrique de l'Algérie et des implications néfastes sur le plan socio-économique de l'envasement des barrages.

Le stress hydrique en Algérie a une double origine; d'une part la diminution de la pluviométrie et sa conséquence sur la réalimentation des nappes aquifères et d'autre part, la réduction des capacités de stockage des eaux de surface par la sédimentation des retenues.

Le traitement efficace et efficient de l'envasement implique la connaissance fine du phénomène, dont l'une des approches est sa modélisation. C'est l'objectif de ce travail. Il s'est articulé sur l'analyse du contexte hydrologique de l'oued Saf -Saf. Les caractéristiques hydroclimatiques de ce dernier ont imposé le choix de la méthode QdF. Cette dernière a montré son adaptation au cas et a permis de dégager les données de base nécessaires à l'élaboration du modèle numérique. Entre autre ont été déterminé pour le bassin versant alimentant la retenue de Zardezas

la durée caractéristique de crue D du bassin versant du saf saf, estimée au sens de Socose à partir de quelques crues observées disponibles est voisine de 4 h ($D = 4h$), valeur confrontée aux données relatives de la région. Diverses études de régionalisation des crues, sous

différents climats, ont montré la constance du ratio $\Delta / D = 3,5$. Pour le bassin du Saf Saf, le ratio Δ / D est équivalent à 3,95, ce qui est acceptable et permet de valider l'estimation de D.

Le débit de pointe décennal Q_{10} déduit du modèle, est le gradex des pluies maximales implicite du modèle QdF utilisé est adapté aux bassins de ce type, particulièrement ceux à crues rapides.

La visualisation des modélisations QdF obtenues pour les crues, de faible ou de grande période de retour, ainsi que les échantillons observés ou estimés par extrapolation est de nature à permettre d'une part l'acceptation du modèle en tant qu'outil de gestion et d'autre part les extrapolations des résultats.

Les principaux quantiles déduits des modélisations ont permis la construction des hydrogrammes de projet. Celui dit de Synthèse Monofréquence (HSMF) se définit dans ce cas par un temps de montée t_m de 4h ($t_m \leq D=4h$). Les HSMF ont permis une connaissance objective du régime des crues du bassin versant de oued Saf Saf. Ils constituent les entrées hydrologiques privilégiées du modèle hydraulique pouvant être mis en œuvre pour le suivi de l'évolution de la sédimentation dans la retenue de Zardezas.

Le modèle numérique établi a satisfait aux critères déterminés comme fondamentaux au départ :

- Permet une réponse opérationnelle à la gestion du phénomène de sédimentation, ainsi que des réponses appropriées et surtout opportunes sur les particules fines..
- Intégrer l'interaction entre les particules fines en suspension et le fond.
- Adaptable y compris pour les retenues où très peu de données sont connues. Ceci est le cas de l'essentiel des retenues Algériennes.

Le modèle développé a été bâti sur la base du logiciel hydraulique RUBAR 20 du Cemagref, qui utilise un schéma explicite en volumes finis et qui permet d'effectuer un calcul dans des conditions hydrauliques quelconques. Le modèle hydraulique est de type bidimensionnel

horizontal, a permis de déterminer des volumes de sédiments en tout point du fond, qui a induit la détermination des zones de dépôt des particules fines. Appliqué à la retenue de Zardezas, les principaux résultats sont :

- Le calage appréciable du modèle à partir des données de 1975 – 1986 sur la retenue de Zardezas.
- Le volume total des sédiments calculé par le modèle est proche du volume réel déposé dans la retenue pendant la période 1975 – 1986.
- Les profils en long et en travers réels et ceux tracés et donnés par le modèle bâti sont proches.
- 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 plus fortes pentes.
- L'application de la méthode proposée pour la gestion de retenues existantes ou pour le choix de nouveaux sites de retenues est techniquement possible. Elle s'appuierait sur la génération de scénarios constitués d'une succession de crues de périodes de retour données, dont les hydrogrammes d'apports seraient bâtis à partir d'une représentation synthétique de l'hydrologie par les modèles QdF et de sa traduction en HSMF (Hydrogrammes Synthétiques Mono Fréquences).

La méthode nécessite cependant des données hydrométriques (eau et sédiments) suffisantes.

Ces conclusions supposent cependant l'acceptation de l'hypothèse de base concernant la condition d'une faible variation de la concentration moyenne de sédiments d'une crue à l'autre. En outre, la validation du modèle hydraulique sur plusieurs retenues dans le même contexte hydroclimatique est nécessaire.

L'approche au laboratoire du phénomène de soutirage par orifice des deux phases superposées a mis en évidence le caractère transcendant de la hauteur limite d'aspiration. Les lois dans le cas des écoulements plans et à trois dimensions reliant le débit, la densité et la hauteur limite d'aspiration montrent que l'entrée de l'eau turbide ou chargée dans les eaux claires de la retenue s'effectue suivant un processus appelé courant de turbidité. En effet, contrairement à ce que l'on pourrait attendre, les eaux chargées ou turbides se mélangent difficilement avec les eaux claires et forment les écoulements distincts qui disparaissent de la surface et progressent vers le fond, d'où l'intérêt du soutirage sélectif des eaux turbides à travers les vannes de fond de la retenue de barrage.

Ces lois font intervenir la pesanteur qui apparaît comme le facteur physique fondamental. La viscosité ne joue qu'un rôle accessoire. Il s'ensuit que le phénomène d'aspiration limite obéit à une similitude de FROUDE analogue à celle que respectent les écoulements à surface libre ordinaires, mais la pesanteur est remplacée par une pesanteur réduite. Les résultats trouvés vérifient bien une loi de la hauteur d'aspiration. Les principaux résultats sont :

1. L'existence de l'interface le long du canal, en l'occurrence une rivière ou oued alimentant une retenue, s'explique par la différence de vitesse entre la couche supérieure d'eau claire et la couche inférieure d'eau turbide.
2. Le soutirage par les vannes de fond a un rayon d'action limité.
3. La mise en évidence d'un phénomène fondamental qui est la loi de la hauteur limite d'aspiration, que ce soit pour un écoulement plan ou un écoulement tridimensionnel.
4. Enfin, il faut signaler que les essais en laboratoire sur modèles réduits doivent être considérés avec prudence tant que les critères de similitude avec les écoulements naturels ne sont pas clairement définis.

Nous avons abordé la dynamique de remplissage d'une retenue, en l'occurrence la retenue de Zardezas, en tentant de quantifier le transport solide, et de trouver une formule simple qui évalue le volume de vase déposé à l'amont d'une retenue en fonction du volume d'apport liquide. En d'autres termes, établir des relations entre le débit solide et le débit liquide. Ce qui nous a poussé à chercher une corrélation entre les deux débits, est le manque de mesures directes d'érosion des sols. Nous avons essayé de calculer le volume de sédiments susceptible de pouvoir se déposer dans le barrage de zardezas pendant la période 1975 et 1986, et de comparer ce volume estimé avec ce qui est mesuré, comme nous l'avons fait avec notre modèle numérique, et qui a donné des résultats probants. Le résultat était encourageant, puisque les deux volumes étaient proches. Nous avons classé les débits en deux groupes; les débits forts et les débits faibles, les corrélations trouvées sont :

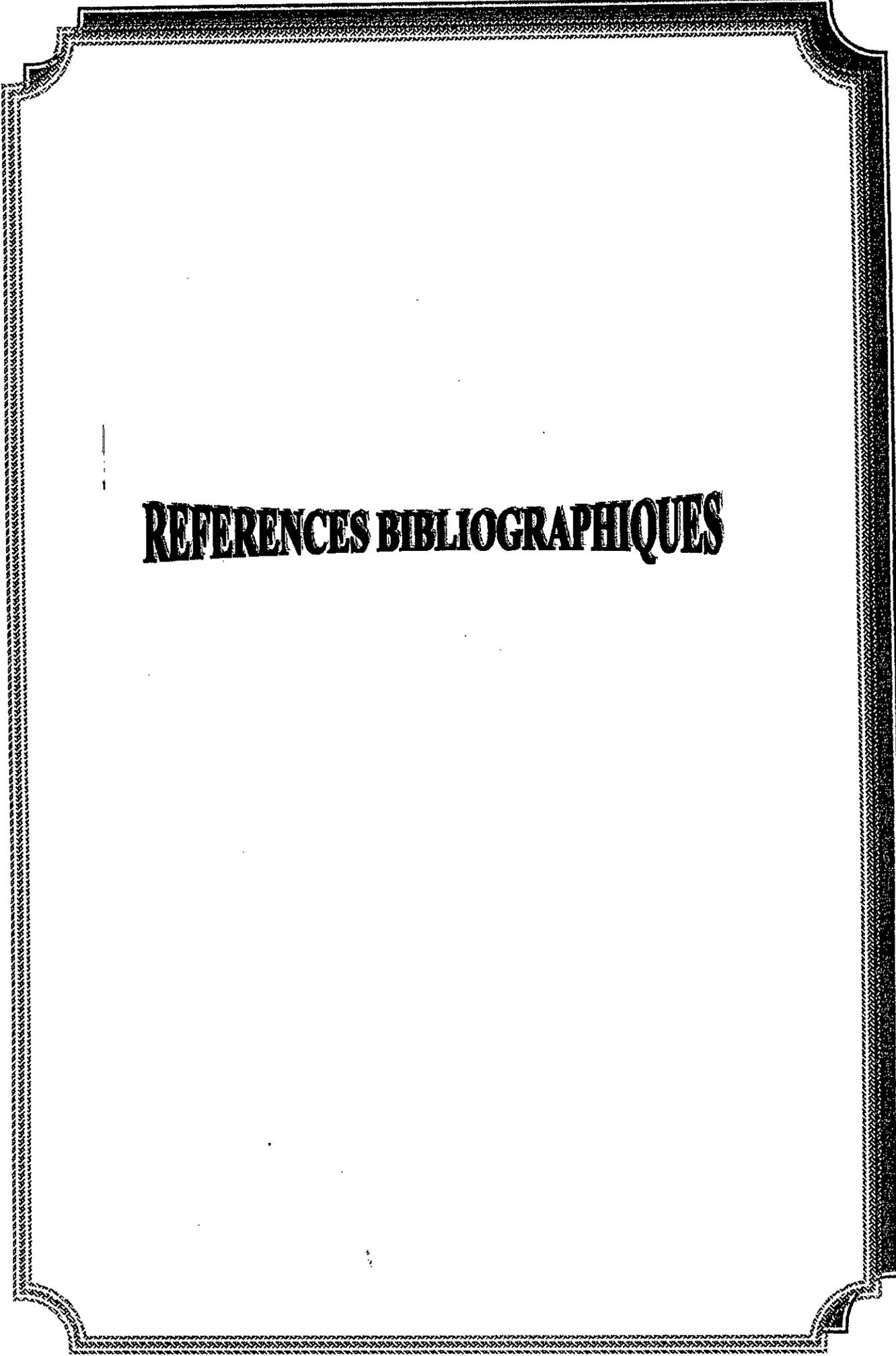
- $Q_s = 5,8567 \cdot Q^{1,4265}$ (pour les débits forts)
- $Q_s = 9,6436 \cdot Q^{1,4979}$ (pour les débits faibles)

En se basant sur ce modèle "empirique" qui peut estimer le volume de vase en fonction des apports liquides, on a pu déterminer ou déduire la durée de vie de la retenue en question. La formule suivante exprime la durée de vie d'une retenue en fonction de sa capacité initiale et un de ses états bathymétriques :

$$T = N \cdot \frac{\ln 5}{\ln \left(\frac{V_0}{V_N} \right)}$$

Le modèle numérique développé a donné des résultats probants du point de vue quantification du tonnage en sédiments pour la retenue de Zardezas, ainsi que le "modèle" empirique trouvé, qui nous renseigne sur le volume du dépôt et qui peut prédire la durée de vie d'une retenue donnée en se basant sur peu de données. En combinant les résultats des modèles, nous souhaiterons élargir ses applications afin de l'utiliser comme modèle de travail au profit des

chefs d'exploitation des retenues de barrage, pour définir une stratégie de gestion permettant de réduire le volume de sédiments déposé dans une retenue existante ou programmée dans l'avenir. Le modèle développé pourrait être adapté à toutes les retenues similaires à la retenue de Zardezas, à savoir les retenues de barrage du Maghreb arabe par exemple qui sont confrontées au même problème de sédimentation.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIE

AMZERT M.

De l'eau pour la production à l'eau pour la ville.
Thèse de doctorat, Université Pierre Mendès – Grenoble, 1992.

AMZERT M.

Les politiques de l'eau en Algérie depuis l'indépendance, de l'usage agricole à l'usage urbain.
Revue : Monde arabe, Maghreb Machrek, N° 149, juillet – septembre 1995.

ANDRIEU J.P.

Les chasses : Cas des retenues de la basse Isère.
E.D.F, 5 février 1996.

ASCE.

Sedimentation Engineering, ASCE manuals and reports on engineering practice - N°54.
(1977).

BELLAUD GILLES.

Modélisation du transport de sédiments dans des canaux d'irrigation- exemples d'application.
Mémoire de D.E.A, CEMAGREF de Lyon - septembre 1996.

BENCHETRIT M.

L'érosion actuelle et ses conséquences sur l'aménagement en Algérie.
Edition PUF , 1972.

BESSEKRI D.

Etude de l'envasement du barrage des zardezas (Wilaya de Skikda). Mémoire d'ingénieur à l'institut de Génie Rural – Université de Blida – Juin 1995.

BESSENASSE M, PAQUIER A, RAMEZ P.

Evolution des dépôts de fines à l'amont d'un barrage : Analyse, modélisation et calage
.Séminaire international de l'AISH, du 23 avril au 3 mai, Rabat – Maroc- 1997.

BESSENASSE M, KETTAB A.

Etat de l'art des différents modèles concernant l'érosion hydrique : Colloque international sur l'eau; Gestion quantitative et qualitative des ressources en eau; 5 et 6 février Chlef – 2002.

BESSENASSE M.

Modélisation mathématique du transport solide. Séminaire national Blida 1997.

BESSENASSE M, KETTAB A.

Modélisation physique du soutirage sélectif dans une retenue de barrage par vannes de fond:
Conférence internationale sur l'Hydrologie des régions méditerranéennes et semi – arides,
Montpellier 1 au 4 avril ,2003.

BESSENASSE M, KETTAB A.

Modélisation physique du soutirage sélectif dans une retenue de barrage par vannes de fond; Colloque international sur l'eau dans le bassin méditerranéen : Ressources et développement durable; 10 – 13 octobre – Monastir –Tunisie. 2002.

BESSENASSE M, KETTAB A , PAQUIER A , G GALEA, RAMEZ P.

Simulation numérique de la sédimentation dans les retenues de barrages : cas de la retenue de Zardezas, Algérie; Revue des sciences de l'eau, N° 16/1, pp103-122 – 2003.

BESSENASSE M, PAQUIER A , RAMEZ P.

Sediments deposits in a reservoir : Possible methods of estimation and choice: Séminaire international du Groupe AMHY FRIEND, Istanbul, Turquie, rapport N°6 – octobre 1998.

BESSENASSE M, KETTAB A, PAQUIER A.

Modélisation bidimensionnelle du dépôt de sédiments dans un barrage en Algérie : Congrès international sur la gestion du risque eau en pays semi – aride. Tunis –Tunisie; 20 – 22 mai 2003.

BESSENASSE M.

"Soutirage par vannes de fond : Etude hydraulique et physique ", Thèse de Magister en Hydraulique, E.N.P, 1991- 49 pages, plus annexe.

BESSENASSE M, KETTAB A, PAQUIER A.

Modélisation bidimensionnelle du dépôt de sédiments dans un barrage en Algérie; La revue Internationale de l'eau "La Houille Blanche", N°1/ 2004.

BESSENASSE M, KETTAB A, REMINI B.

"Soutirage selectif dans deux liquides superposés de densités différentes". Revue El Oumrane El magharibi, N°3/4 – Novembre 1993.

BOUCHARD J.P.

Simulation numérique de l'érosion des vases de retenues par les crues.
Houille blanche - N.3/4 - 1989.

BOUCHARD J. P.

La gestion des sédiments par chasse (2) : outils d'optimisation et de prévision d'impact: *La Houille Blanche*, N°6/7, 62-66 - 2001.

BOUVARD M.

Rapport général sur la question Q63 –Crue de projet et maîtrise des crues après mise en service du barrage. Seizième Congrès des Grands Barrages, San Francisco – 1988.

BRAHAMIA K.

Essai de quantification de l'érosion dans un bassin versant de l'Algérie orientale : cas du bassin versant Medjerda. Rapport de DEA de géographie, Grenoble 1987.

BRAVARD J.P & PETIT F.

Les cours d'eau, dynamique du système fluvial, Edition Armand Colin, 1997.

CELIK I., RODI W.

Modeling suspended sediment transport in nonequilibrium situations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(10), 1157-1191.- 1988.

CEMAGREF.

Etude hydrologique et hydraulique des bassins versants de la commune de mercurey, Cemagref de Lyon, 1985.

COLLECTION DE NOTES INTERNES (E.D.F)

A two dimensional finite element system of sediment transport and morphological evolution
Juin 1996.

Transport de sédiments en suspension et turbulence. 1996

Modélisation numérique des écoulements à surface libre - L'état de l'art.
1993.

A review of cohesive sediment transport models
1996.

Etude de la sédimentation dans la retenue de KEMBS. Synthèse des données
sédimentologiques. 1994

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

Expérience Française récente dans le domaine de la gestion des sédiments dans les réservoirs.
Mars - 1996.

COUSSOT PHILIPPE

L'écoulement des boues.

La recherche 258 - octobre 1993 - vol. 24.

CRAYA A.

"Recherches théoriques sur l'écoulement des couches superposées de fluides de densités différentes", la Houille Blanche, janvier – février 1949: p44.

CTGREF.

Synthèse nationale sur les crues des petits bassins, fascicule 2 : la méthode SOCOSE,
Informations Techniques, n°38-2 (juin 1980).

DAUBERT A.

"Le soutirage selectif dans deux couches de liquides superposés de densité voisine". Bulletin
du centre de recherches et d'essai de CHATOU, N°4 – 1963.

DE CESARE G.

Alluvionnement des retenues par courants de turbidité. Thèse de Doctorat, Ecole
Polytechnique Fédérale de Lausanne – 1998.

DEMMAK A.

Contribution à l'étude de l'érosion et des transports solides en Algérie septentrionale, thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris 6, octobre 1982.

EROSION ET TRANSPORT SOLIDE

Séminaire spécialisé.

UNESCO, Paris - octobre 1996.

FOURNIER F.

Climat et érosion, presses universitaires de France (PUF), 1960.

FRENETTE M & JULIEN P.Y.

LAVSED-I – Un modèle pour prédire l'érosion des bassins et le transfert de sédiments fins dans les cours d'eau nordiques.

Revue canadienne de Génie Civil, volume 13, numéro 2 – 1986.

FREY PHILIPPE

Etude expérimentale et simulation numérique du transport turbulent de particules solides dans un décanteur.

Thèse de doctorat - Lyon - 1991.

GAFRES RAOUDHA

Modélisation conceptuelle du transport des MES : Effets d'échelles temporelles.

Thèse de doctorat, Paris 6 - Octobre 1993.

GALEA G., PRUDHOMME C.

Modèles débit-durée-fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique : validation sur le BVRE de DRAIX. *Hydrologie Continentale*, 1994, 9, N°2, 139-151. 1994

GALEA G , PRUDHOMME C.

Notions de base et concepts utiles pour la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QdF. *Revue des Sciences de l'Eau*, 1, 83-101. 1997.

GARIEL P.

"Recherches expérimentales sur l'écoulement de couches superposées de fluides de densités différentes". *La Houille Blanche*, janvier – février 1949.

GEOKART.

Expertise de l'envasement de la retenue du barrage de Zardezas. Agence Nationale des Barrages, Alger. 1987.

GHENNAM M.

Quantification du transport solide dans l'oued Saf – Saf (W.Skikda). Mémoire d'ingénieur à l'institut Génie –Rural – Université de Blida – Promotion 1999/2000.

GRAF WALTER.H.

Hydrodynamique : une introduction.

Vol.14 - Presses polytechniques et universitaires romandes - 1995.

GRAF WALTER.H.

Hydraulique fluviale.

Vol.16 - Presses polytechniques et universitaires romandes - tome 1 et 2 - 1995.

GRAF W.H. , ALTINAKAR M.S.

Hydraulique fluviale - Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. Traité de Génie Civil, 16. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne. 2000.

GRILL J.J.

Maîtrise du ruissellement et de l'érosion, 1991, Cemagref – Antony.

GUILLOT P., DUBAND D.

La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. *Journées de la SHF (septembre), question 1, rapport 7, Paris.1967.*

JAVELLE P.

Caractérisation du régime des crues : le modèle débit-durée-fréquence convergent – Approche locale et régionale. Thèse soutenue le 01.03.2001 à l' INPG, Grenoble, France. 2001.

JAVELLE P., GRESILLON J. M. GALEA G.

Modélisation des courbes Débit-durée-Fréquence en crues et invariance d'échelle. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences Paris, Sciences de la terre et des planètes, 329, 39-44.- 1999.*

JAVELLE P., GALEA G., GRESILLON J.M.

L'approche débit-durée-fréquence : historique et avancées, *Revue des Sciences de l'Eau, 13(3), 303-321- 2000.*

JAVELLE P., OUARDA T.B.M.J., LANG M., BOBEE B. GALEA G., GRESILLON J-M. Development of regional flow-duration-frequency curves based on the index-flood method, *Journal of Hydrology, 258, 249-259.- 2002.*

HEROUIN.E

Capacité de transport de sédiments dans les cours d'eau en régime non – uniforme, thèse de doctorat, juin 1998, Université Lyon 1 – Claude Bernard.

ISDIYANA

L'évolution du profil de concentration du transport solide en suspension simulé par le modèle Traps.

Rapport de DEA, CEMAGREF -Lyon - 1990.

KAABI A.

Hydrologie et érosion , analyse bibliographique.

Mai 1992, Cemagref, groupement de Lyon.

KASSOUL M.

Prédétermination de la durée de vie de barrages en Algérie, *La houille blanche /N° (3 / 4), 1999.*

KASSOUL M & al.

Characterization of sedimentation in reservoirs in Algeria.
Journal of water science, volume 10, n° 3, 1997.

LAFOND J.M.

Comparaison de modèles de transport en suspension. Application à des ouvrages de stockage - dépollution.
Thèse de doctorat - Claude Bernard, Lyon 1- 1995.

LAHLOU A.

The silting of moroccan dams.
Proceedings of Porto.Algre symposium - Dec.1988.

LAHLOU A.

Etude actualisée de l'envasement des barrages au Maroc.
Revue : Sciences de l'eau, volume 6, n° 3, 1987.

LARRAS J.

Fleuves et rivières non aménagés.
Erolles - Paris, 1977.

LEFORT P.

Transports solides dans le lit des cours d'eau - Dynamique fluviale.
Institut national polytechnique de Grenoble - 1995.

LEFRANC P.

ETC : un modèle d'érosion des torrents en crue. Mémoire de troisième année, juin 1990,
Cemagref de Grenoble.

LLAMAS J.

Dynamique des suspensions : Analyse statistique.
Revue internationale des sciences de l'eau, vol.3 - N.1, 1987.

LIGNELET P.

Fortran 77.
Masson - 1985.

MASSART S.

Evolution du fond d'une retenue : utilisation d'un code de calcul bidimensionnel.
Rapport de stage, Cemagref de Lyon, 1998.

MAUREL F.

Etude bibliographique : Mécanismes sédimentaires dans les retenues.
Non édité - 1996.

MEDDI M. et al.

Contribution à l'étude du transport solide en Algérie du nord: Symposium à Vienne- IAHS
publication N° 249 - Juillet 1998.

MEUNIER M.

Eléments d'hydraulique torrentielle, 1992, Série Etudes Montagne, Cemagref.

MEUNIER M.

Essai de synthèse des connaissances en érosion et hydraulique torrentielle, la Houille blanche/N°5-1989.

MICHEL C.

Hydrologie appliquée aux petits bassins ruraux, Cemagref d'Antony, septembre 1989.

MICHEL C., OBERLIN G.

Seuil d'application de la méthode du GRADEX. *La Houille Blanche*, N°3, 199-203. 1987.

MIGNIOT C.

Tassement et rhéologie des vases.
La houille blanche, N.2 - 1989.

MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT

Programme Charente - Marennes - Oleron.
L.H.F, déc.1990.

PAQUIER A.

Logiciel RUBAR 3, Notice d'emploi - aout.1995.

PAQUIER A.

Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage.
Thèse de doctorat, Université de Jean Monnet - oct.1995.

PAQUIER A.

1-D and 2-D models for simulating dam-break waves and natural floods, in Morris, M., Galland, J.-C., and Balabanis, P., eds., *Concerted action on dam-break modelling, proceedings of the CADAM meeting*, Wallingford, United Kingdom: L2985, Luxembourg, European Commission, Science Research Development, Hydrological and hydrogeological risks., pp. 127-140. 1998.

PAQUIER A., MASSART S., KRZYK M., CETINA M.

2-D models for suspended sediment transport -comparative use for the case of Ptuj Lake, *XXVIII IAHR congress "Hydraulic engineering for sustainable water resources management at the turn of the millenium"*, Graz, Austria, IAHR, 341.- 1999.

PARZONKA W.

Caractéristiques rhéologiques des vases des barrages - retenues.
21.Colloque - GFR, 1986.

PERIGAUD C.

Mécanique de l'érosion des vases.
Houille blanche, N.7/8 - 1983.

PERRIN M.

Etude des structures fines en lit majeur.

Rapport de stage de fin d'étude d'ingénieur, Lyon - sept. 1995.

POCHAT R.

Hydraulique à surface libre.

GRAF. 1980.

POIREL A.

La gestion des sédiments par chasse (1) : retour d'expérience sur quelques aménagements hydrauliques alpins: *La Houille Blanche*, N°6/7, 55-61. 2001

RAMETTE M.

Hydraulique et morphologie des rivières : Quelques principes d'étude et application.

Compagnie nationale du Rhône, 1994.

RAMEZ P.

Erosion et transport solide en rivière.

Tome.1, CEMAGREF - Lyon, N.8 - 1995.

RAMEZ P.

Dimensionnement des décanteurs pour l'assainissement pluvial en vignoble.

Informations techniques, CEMA - cahier 63 -N.8 - 1986.

REMINI B., AVENARD J.M., KETTAB A.

La technique du soutirage : un moyen de lutte contre l'envasement des retenues des barrages.

Revue Technique Sciences Méthodes; TSM N°3 – mars 1997.

REMINI B., AVENARD J.M., KETTAB A.

Evolution dans le temps de l'envasement dans une retenue de barrage dans lequel est pratiqué la technique de soutirage; *Revue la Houille Blanche*/N° 6 – 1997.

REMINI B.

Piégeage des sédiments fins au moyen d'obstacles émergés : *Revue Marocaine du Génie Civil*; N° 82 – Juillet / Août 1999.

REMINI B.

Utilisation des obstacles émergés pour l'amélioration des dépôts sédimentaires à l'amont d'une retenue: TSM Numéro 10 – Octobre 2002.

S.H.F (Société Hydrotechnique de France)

Transports des sédiments, progrès et perspectives récentes - les modèles numériques, 1988, session n°137.

SUDARTA.

Prévision du remplissage d'un bassin par des transports solides en suspension en utilisant le modèle Traps.

Rapport de fin d'étude, CEMAGREF de Lyon - 1990.

TERFOUS A. et al.

Etude du transport solide en suspension dans l'oued Mouilah (Nord Ouest Algérien). *Revue des sciences de l'eau*, N)14 (2) – 2001.

UNESCO.

Méthodes de calcul de la sédimentation dans les lacs et les réservoirs.
Paris, janvier 1986.

VAN RIJN L.

Sediment Transport, Part II, Suspended Load Transport: *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 1613-1641. 1984.

VANLEER B.

Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second-order sequel to Godunov's method: *Journal of Computational Physics*, 32, 101-136.- 1979.

VILLARET C.

Etude expérimentale et numérique des lois d'érosion pour des sédiments cohésifs.
Thèse de doctorat, Grenoble - 1987.

YANG G.

Modèle de transport complet en rivière avec granulométrie étendue.
Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier.

YULIEN P.

Sediment transport capacity of overland flow.
The transaction of the ASAE. VOL.28, N.3 - 1985.

YVERGNIAUX P.

Un modèle particulaire eulero-lagrangien pour la modélisation du transport solide en hydraulique à surface libre.
Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Grenoble, 1990.