
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE L'HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté par : **AMMAR HACHEMI**

Ingénieur d'état en hydraulique (ENSH-Blida)

THEME

« **ETUDE HYDRODYNAMIQUE DANS LES RETENUES :**
Processus de décantation des sédiments »

Devant le jury :

Président: Professeur A. KETTAB, Directeur du laboratoire, LRS_Eau, ENSP

Directeur de Thèse: Mr BERKANI Miloud, Dr. Ing Chargé de Cours, ENSP

Examineurs: Docteur BENMAMAR Saâdia, MC, ENSP

Docteur A. BILEK, Chargé de Cours, ENSP

Mr NAKIB Maâmar, Chargé de Cours, ENSP

Invité : Mr BAGHDADI, Directeur des barrages

PROMOTION 2008/2009

إن مشكلة ترسيب السدود في الجزائر معروفة في جميع أنحاء العالم نظرا لأهميتها. إن لقياس ترسبات الوحل في حوض السدود دورا كبيرا في تحديد حجم الترسبات و الاستغلال الأمثل للسدود, علما أن تراكم الوحل غالبا ما تؤدي إلى انخفاض قدرة تخزين المياه و تعطل عمل معدات الصرف, و لتجاوز كل هذه المعوقات , من الأفضل أن نسعى إلى ترويض هذه المشاكل بدلا من مواجهتها. العديد من الدراسات أجريت من أجل فهم و الحد من ظاهرة التو حل غالبا ما تقوم على أساس إستعمال طرق حسابية قائمة على نماذج رياضية معقدة و يصعب هضمها .

الهدف من هذه الدراسة, هو وضع نموذج رياضي مبسط, يأخذ بالحسبان تغيرات مستوى الترسيب من جهة , و من جهة أخرى تغيرات كمية المواد الصلبة العالقة .

الكلمات المفتاحية : فيزياء تشوه المواد, سرعة الترسيب, تعلق المواد, حوض بني عمران , تنقل المواد الصلبة.

Résumé :

Le problème de la sédimentation des barrages en Algérie est connu dans le monde de par son importance. La mesure de l'envasement des barrages présente un intérêt certain pour la quantification des sédiments et l'exploitation des ouvrages, étant donné que la sédimentation cause la réduction de la capacité de stockage et le blocage des organes de vidange. A fin de surpasser ses contraintes il est préférable de maîtriser ce phénomène plutôt que d'essayer de l'éliminer. Beaucoup d'études ont été réalisées pour parvenir à comprendre et maîtriser l'envasement, le plus souvent ces recherches s'appuyaient essentiellement à l'utilisation de méthodes numériques basées sur des modèles mathématiques complexes et par fois difficiles à cerner.

L'objectif de cette étude est d'établir un modèle mathématique simplifié qui tiendra compte d'une part de l'évolution de la hauteur de décantation et d'autre part de l'évolution des dépôts des matières en suspension.

Mots – clés : Rhéologie, suspension, vitesse de chute, retenue Beni-Amrane, transport solide.

Abstract:

The problem of sedimentation of dams in Algeria is known throughout the world because of its importance. The measure of the silting of dams present significant interest for the quantification of sediment and operation of dams, since the sedimentation causes the reduction in storage capacity and blocking the drain device. In order to overcome its constraints, it is preferable to tackling this problem rather than trying to eliminate it. Many studies have been conducted to achieve understanding and controlling siltation, most often these studies were based mainly on the use of numerical methods based on complex mathematical models and both difficult to define. The objective of this study is to establish a simplified mathematical model taking into account both the evolution of the height of decantation and other developments of deposits of suspended solids.

Key words: Rheology, suspension, rate of descent, Basin Beni-Amrane, solid transport.



Remerciements

En préambule à ce mémoire, je souhaite adresser ici tous mes remerciements aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont ainsi contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Tout d'abord Monsieur **Miloud BERKANI**, directeur de ce mémoire, pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

- Monsieur le professeur **A. KETTAB** qui m'a fait l'honneur de présider ce jury.
- Madame **S.BENMAMAR** de m'avoir enseigné, assisté, guidé et conseillé durant ce travail. Je lui exprime ici ma profonde reconnaissance.
- Monsieur **A. BILEK** de m'avoir enseigné et juger ce travail
- Monsieur **M.NAKIB** qui m'a fait l'honneur de bien vouloir juger ce travail.
- Monsieur **Mr BAGHDADI** d'avoir honoré le jury par sa présence.

- Le personnel de l'**ANRH** Blida.

Enfin, mes derniers remerciements mais non les moindres s'adressent à tous le corps enseignant et le personnel de l'**E.N.S.P**, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ma formation.

Dédicace

Avec ma profonde gratitude et grand amour, je dédie ce travail en signe de reconnaissance et de respect.

- A ma mère **BAOUIA FATIHA** et mon père **SAID** qui ont consacré leur vie pour bâtir la mienne. Je leurs serai éternellement reconnaissant.*
- A mes grand-mères **ZAHRA** et **FATIMA**.*
- A mes frangines: **HAYET**, **MONA** et **CHAFIA**.*
- A mon frère jumeau : **ZAKARIA**.*
- A mes frangins, **EL HADJ**, **M^{ed} LAMINE**, **ADB ELKARIM** et le petit **ADB-ELFATAH**.*
- A tous mes collègues de travail à **CIMET-spa** avec lesquels j'ai débuté ma vie professionnelle.*
- A tous mes amis de **l'ENSH** et de **ESNP** sans exception et en particulier **BOUZAR**, **ARBAOUI**, **AYOUB**, **YACINE**, **BOUALEME**, **REDA**, **ABESSE**, **MANSOUR**, **MUMUS**.*
- A tous ceux qui aiment leur patrie et luttent pour une Algérie meilleure.*

SOMMAIRE

CHAPITRE I : EROSION ET TRANSPORT SOLIDE

Généralités	3
I LES PRINCIPAUX AGENTS DE L'EROSION HYDRIQUE.....	3
I.1 Intensité et agressivité des précipitations.....	3
I.2 Le ruissellement	4
I.3 Etat hydrique initial	5
II. FORMES DE MANIFESTATION DE L'EROSION HYDRIQUE.....	5
II.1 Erosion aréolaire	5
II.2 Erosion linéaire	6
III.DIFFERENTS TYPES DE TRANSPORT DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	6
III.1 Le débit en matériaux du lit.....	6
III.2 Le débit des matières fines maintenues en suspension.....	6
IV. EROSION DES SEDIMENTS COHESIFS.....	7
IV.1 Généralités et description du phénomène.....	7
IV.2 Conditions critiques d'érosion.....	7
IV.3 Débits d'érosion des lits cohésifs.....	8
V. LE BILAN DE L'EROSION.....	8
V.1 Importance du facteur d'érosion.....	8
V.2 La variabilité globale de la dégradation spécifique moyenne.....	9
VI LA DENUDATION SPECIFIQUE EN ALGERIE.....	9
VI.1 DIFFERENTES APPROCHES	10
VII DIFFERENTS TYPES DE MODELES DE SIMULATION.....	10
VII.1 Les modèles conceptuels.....	10
VII.2 Les modèles empiriques.....	12
VIII DETERMINATION DE L'EROSION D'UN BASSIN VERSANT.....	14
VII.1 Détermination d'un volume global d'érosion.....	14
VII.2 Détermination de l'érosion en fonction du temps.....	14
IX.TAUX D'EROSION SPECIFIQUE.....	17
X.METHODE DE DEFENSE CONTRE L'EROSION HYDRIQUE	17
X.1 Les interfluves.....	18
X.2 Les cours d'eau.....	19

CHAPITRE II : DISTRIBUTION, CONSOLIDATION ET TASSEMENT DES SEDIMENTS TRANSPORTES

GENERALITES.....	20
I. CRITERE DU MECANISME DE TRANSPORT.....	20
I.1 Transport par charriage (Bed load).....	20
I.2 Transport en suspension (Suspended load).....	21
I.3. Critère du rapport avec le fond	21
I.4 Critères de suspension.....	22
II.METHODES DE QUANTIFICATION DU TRANSPORT DES SEDIMENTS	23
II.1 Par l'utilisation des formules.....	23
II.2 Par des mesures in situ	26
III.DEPOT DES SEDIMENTS	28
III.1 Paramètres caractérisant les sédiments.....	28

III.2 Le dépôt des sédiments cohésifs.....	31
III.3 Type de dépôts	33
III.4 Condition et débit de dépôt	33
IV DECANTATION	34
IV.1 Décantation en eau calme	34
IV.2 Décantation en présence d'un courant	34
V Flocculation et vitesse de chute des vases flocculées.....	35
VI. TASSEMENT ET CONSOLIDATION.....	35
VI.1 Mécanisme de consolidation	36
VI.2 Modèles empiriques	36
VI.3 Modèles diphasiques	37
VI.4 TASSEMENT DE LA CREME DE VASE.....	37
IV. PROBLEMES POSES PAR LA SEDIMENTATION	38

CHAPITRE III : SUSPENSIONS ET RHEOLOGIE DES MATIERES EN SUSPENSION

GENERALITES.....	39
I. MATIERES EN SUSPENSION	39
I.1 Définition d'une suspension	39
I.2 Le milieu dispersant.....	40
I.3 Les colloïdes.....	40
I.4 Définitions d'une suspension colloïdale.....	41
I.5 Les forces qui régissent les suspensions aqueuses colloïdes.....	41
II VISCOSITE DES SUSPENSIONS HOMOGENES	42
II.1 Lois de viscosité des suspensions.....	42
II.2 Différents domaines de concentration	44
II.3 INFLUENCE DE MOUVEMENT BROWNIEN SUR LA VISCOSITE	45
II.4 INFLUENCE DU TYPE DE L'ECOULEMENT SUR LA VISCOSITE.....	46
III.RHEOLOGIE DES MATIERE EN SUSPENSION.....	46
III.1 Notion Sur La Rhéologie.....	46
III.2 QUELQUE RHEOGRAMMES POUR DIFFERENTS TYPES DE SUSPENSIONS...	50
IV ETUDE EXPERIMENTALE SUR LE COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DE SUSPENSION.....	52
IV.1 Approche de base	52
IV.2 Manipulations	53
IV.3 RESULTATS ET DISCUSSIONS	55

CHAPITRE IV DYNAMIQUE DU TRANSPORT SOLIDE

GENERALITES.....	56
I. CLASSIFICATION SUIVANT LES MODELES	56
I.1. Les modèles eulériens	56
1. 2. Les modèles Euléro-Lagrangien	59
II Distinction suivant les approches	59
II.1. Approche continue eulérienne	59
II.2. Approche particulière Lagrangienne	60

CHAPITRE V FORMULATION MATHEMATIQUE DU PHENOMENE

I FORMULATION DU PHENOMENE ET HYPOTHESES D'ETUDE.....	62
II HYPOTHESES DE BASE.....	62
III DEFINITION DU PROBLEME.....	63
III.1 Temps de parcours.....	64
III .2 Hauteur d'eau claire (décantée)	64
III.3 Estimations grossies de la masse déposée	65
IV SUSPENSION A DEUX COMPOSANTES	68
V APPROCHE NUMERIQUE DE L'INTEGRATION	69
V.1 Méthode de Simpson	70
VI Organigramme	71

CHAPITRE VI APPLICATION SUR LA RETENUE DE BENI-AMRANE

I .PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE	74
I.1 Bassin d'étude	74
I.2 Lithologie.....	75
I.3 Couvert végétal.....	76
II. BARRAGE DE BENI-AMRANE.....	77
II. 1Caractéristiques du barrage de BENI-AMRANE.....	78
III DONNEES DE BASE.....	80
IV CE QUI EST MATLAB ?.....	81
V RESULTATS.....	82
VI INTERPRETATIONS DES RESULTATS	90
CONCLUSION GENERALE.....	91

LISTE DES FIGURES

N°	Nom de la figure	Page
Figure II.1	Schéma des modes de transport.....	22
Figure II.2	Critères de suspension.....	23
Figure II.3	Les forces qui agissent sur une particule solide.....	29
Figure II.4	Influence de la concentration en sédiments sur la vitesse de sédimentation.....	31
Figure II.5	Taux de dépôt en fonction de la concentration de sédiments.....	34
Figure II.6	Variation de Q et de QC en fonction de la concentration C.....	38
Figure III.1	Trois échelles caractéristiques dans une suspension.....	40
Figure III.2	Résultat pour la viscosité relative des suspensions de sphère, obtenues par Rutger.....	44
Figure III.3	Evolution de la viscosité relative avec le taux de cisaillement réduit.	45
Figure III.4	Viscosité relative des suspensions mono dispersées de sphères dans un écoulement de cisaillement simple.....	46
Figure III.5	Courbes d'écoulement de fluides présentant une contrainte critique.....	47
Figure III.6	Courbes d'écoulement des principales catégories de fluides sans contrainte critique...	48
Figure III.7	Cours d'écoulement enregistrés par un rhéomètre.....	50
Figure III.8	Courbes d'écoulement d'une suspension eau-argile à différentes concentrations solides.....	50
Figure III.9	Courbes d'écoulement pour la Suspension de bentonite.....	50
Figure III.10	Viscosité en fonction du taux de cisaillement pour un ciment Portland.....	51
Figure III.11	Effet de la fraction volumique des particules de silice l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la vitesse de cisaillement.....	51
Figure III.12	Rhéogramme type de boue activée, échantillon C1, MES = 4,6 g.L-1.....	52
Figure III.13	Courbes granulométriques de la vase.....	53
Figure III.14	Dispositifs expérimentaux pour l'étude de la sédimentation.....	53
Figure III.15	Les différentes zones.....	54
Figure III.16	Disparitions de la zone de suspension.....	54
Figure V.1	Sections tronconiques.....	63
Figure V.2	Théorème de Thalès.....	65
Figure V.3	Approche d'intégration	69
Figure V.4	Méthode de Simpson	70
Figure VI.1	Grands bassins versants du nord Algérien.....	74
Figure VI.1	Situation géographique du bassin versants de l'Isser.....	74
Figure VI.3	Réseau hydrographique de l'Isser.....	75
Figure VI.4	Lithologie du bassin versants de l'Isser.....	76
Figure VI.5	Carte d'occupation du sol.....	77
Figure VI.6	Carte topographique du bassin de l'Isser, Keddara, Boudouaou et Alger.....	79
Figure VI.7	Carte topographique de la retenue de BENI-AMRANE.....	79
Figure VI.8	Evolution de la masse déposée en fonction du temps.....	84
Figure VI.9	Evolution de la masse déposée en fonction de la distance	85
Figure VI.10	Évolution de la hauteur de dépôt en fonction de la distance.....	86
Figure VI.11	Évolution de la hauteur de dépôt en fonction du temps.....	87
Figure VI.12	Schéma global pour différents profils.....	88
Figure VI.13	Levés bathymétriques du barrage de BENI-AMRANE.....	88
Figure VI.14	Dispositifs expérimentaux pour l'étude de la sédimentation.....	89
Figure VI.15	Evolution de la lame déposée en fonction de la distance.....	89

LISTE DES TABLEAUX

N°	Nom du tableau	Page
Tableau I.1	Valeurs du paramètre M selon les différents auteurs.....	8
Tableau I.2	Valeurs de α pour différentes perméabilités.....	13
Tableau I.3	Taux d'érosion spécifique de certains bassins versants à l'échelle mondiale.	17
Tableau II.1	Paramètres utilisés pour l'établissement de différentes formules.....	26
Tableau II.1	Les lois de viscosité de suspensions en fonction de la teneur en particules..	43
Tableau III.2	Modèles rhéologiques décrivant l'écoulement de fluides à contrainte critique.....	48
Tableau III.3	Lois rhéologiques de fluides ne présentant pas de contrainte critique.....	49
Tableau V.1	Suspension à deux composantes.....	68
Tableau VI.1	Caractéristiques du barrage de BENI AMRANE.....	77
Tableau VI.2	Paramètre de base.....	79
Tableau VI.3	Profil de la retenue	79
Tableau VI.4	Concentration des sédiments.....	80
Tableau VI.5	Masse déposée (10^4 tonne)	81
Tableau VI.6	Profil des sédiments déposés (m).....	82
Tableau VI.7	Hauteur de dépôt /hauteur du barrage	82
Tableau VI.8	Hauteur d'eau claire (m).....	82

Liste des notations

I. PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

a	-	Coefficient dépend de la texture et de la structure du sol
a	-	Paramètre de régression
Ass	t/km ² /an	Apport solide spécifique
b	-	Coefficient dépend de la texture et de la structure du sol
b	-	Paramètre de régression
B ₁	-	Coefficient de calage
B ₂	-	Coefficient de calage
C	g/l	Concentration des matières en suspension
C	%	La fraction protégée des pratiques culturales
C	-	Coefficient relatif à l'occupation des sols
C _s	%	Rapport de la surface nue à la surface totale
C _t	-	Coefficient de torrentialité
C _e	-	Coefficient d'érodabilité
Cu		Cohésion
d ₅₀	mm	Diamètre équivalent à 50%, des grains solides
d ₉₀	mm	Diamètre équivalent à 90% des grains solides
D	t. ha-1	Masse des sédiments détachés
D _p	t. ha-1	Masse détachée
D _p	mm	Diamètre des particules
D _F	kg/min/m de large	Vitesse de détachement
D _R	kg/min/m	Vitesse de détachement
D _X	m	Longueur du pas d'espace
E	tonnes/ha	Érosion
E _c	joules	Énergie cinétique
E _p	N/h	Erosivité des précipitations
E _s	t.h/N.ha	Erodabilité du sol ou susceptibilité du sol à l'érosion
F ₁	-	Nombre de talweg/ surface
F _{am}	-	Facteur d'aménagement
F _p	-	Facteur de pente
F _{lp}	-	Facteur de longueur de pente

Liste des Notations

Fv	-	Facteur de conservation des sols pratiqués
G(S)	-	Fonction de lessivage
g	m.s ⁻²	Gravité
h	m	Dénivelée moyenne
IRe	-	Nombre de Reynolds
I	%	Pente
Ie	-	Indice lithologique
J	m	perte de charge linéaire
Jr	-	Exposant qui dépend des caractéristiques du sol
Je	%	Pente énergétique
I ₁₅	mm	Intensité maximale (en mm) de la pluie en 15 minutes
I _p	mm/h	Intensité de pluie
k	-	Constante qui dépend de la vase
K	-	Constante de Van Karman
K ₁	-	Paramètre dépendant des caractéristiques du sol
K _s		Rugosité total du lit
K' _s		Rugosité due aux granulats
L	km	Longueur du bassin versant
L	mm	Distance entre particule
L ₁	km	Longueur de tous les cours d'eau
M	tonnes	Masse
M	-	Constante qui dépend du sol et du milieu aqueux
n	mm	Rugosité du sol
n*	-	Nombre de Rouse
P	-	Paramètre empirique
P	%	Pente du versant
P _{am}	mm	précipitations annuelles
P _m	mm	Précipitations moyennes mensuelles du mois le plus pluvieux
P _s	t/ha/an	Pertes annuelles de sol
Q	m ³ /s	Débit liquide
Q _R	m ³ /s/m de large	Débit de ruissellement
Q _S	kg/s	Débit solide
q _R	m ³ /s	Débit de ruissellement

Liste des Notations

q_{cr}	$m^3/s/m$	Débit liquide critique par unité de largeur
q_{sb}	$kg.s.m^{-1}$	Débit solide de charriage par unité de largeur
r	-	Paramètre empirique
R	mm	Pluie tombée durant le pas de temps
R_h	m	Rayon hydraulique
R_{hb}	m	Rayon hydraulique du lit
S	%	Pente géométrique
S	km^2	Superficie du bassin versant
S_0		Stock initial maximum
S_s	-	Densité relative
T_{SS}	T/Km.an	Transport solide spécifique moyen annuel
V	m	Vitesse moyenne
V_R	m/s	Vitesse de ruissellement
V_{SS}	m/s	Vitesse de chute
W	m/s	Vitesse de chute moyenne d'une particule
W_S	m/s	Vitesse de chute
α	-	Coefficient dépendant de la perméabilité du sol
Φ	%	Fraction volumique de la charge solide
μ_0	m^2/s	Viscosité de la matrice seule
μ_1	m^2/s	Viscosité de la phase liquide seule
τ	pa	Contrainte critique
τ_0	pa	Contrainte de cisaillement au fond
$(\tau_0)_{cr}$	pa	Contrainte critique de cisaillement
τ_y	N/m^2	Rigidité initiale
ρ	Kg/m^3	Masse volumique de l'eau
ρ_s	Kg/m^3	Masse volumique des solides
U_*	m/s	Vitesse de frottement
γ	m	Déformation
$\dot{\gamma}$	m/s	Vitesse de déformation

II. PARTIE APPLICATION

B_0	m	Largeur de la section d'entré
C	g/l	Concentration des matières en suspension
C_1	-	constante qui dépend des conditions limites.
D	μm	Diamètre des particules solides
d	m	Distance entre ω S_0
g	m.s^{-2}	Gravité
hc	m	Hauteur d'eau claire
Hd	m	Hauteur déposée
m	tonne	Masse déposée
Q_m	m^3/s	Débit d'entrée
Q_{sm}	m^3/s	Débit de sortie
S_0	m^2	Section d'entrée
$S(x)$	m^2	Section mouillée
S_m	m^2	Section d'entrée
S_v	m^2	Section correspondante à l'abscisse x
T	jours	Temps de simulation
t	jours	Temps de prélèvement
t^*	S	Temps de parcours
V	m/s	Vitesse orthogonale des particules solide
V_c	m/s	Vitesse de chute des particules solide
V_s	m/s	Vitesse de chute des particules solide
Y	m	Hauteur de la section d'entrée
Zc	m	Profile de dépôt
ν	m.s^{-2}	Viscosité cinématique du fluide
ρ	kg/m^3	Masse volumique de la phase liquide
ρ_s	kg/m^3	Masse volumique de la phase liquide
$\Omega(x)$	m^3	Volume contenue entre la section d'entre et celle à l'basic x
ω		Singularité (point de départ), à partir de laquelle le phénomène commence à ce reproduire

PARTIE THEORIQUE

INTRODUCTION GENERALE

Le phénomène de l'envasement des barrages n'est pas spécifique à l'Algérie, mais se rencontre partout où l'on doit régulariser les cours d'eau, si bien que la lutte contre la sédimentation devient une préoccupation essentielle des exploitants et des chercheurs, pour la préservation du potentiel hydraulique mobilisé à des prix de revient onéreux. Or, la sédimentologie, qui aborde les questions d'érosion, de transport solide et de sédimentation, commence tout juste à affirmer ces doctrines par différentes approches qui peuvent être résumés en trois catégories, ces derniers sont développés dans la première partie de notre mémoire comme suit :

Le chapitre I, présente une recherche bibliographique sur l'érosion hydrique, où des dizaines de formules empiriques ont été établies pour estimer entre autres la notion d'érosion spécifique, dont l'objectif principal est d'établir une politique de défense du sol du bassin versant.

Le chapitre II, concerne les processus de distribution, de consolidation et de tassement des sédiments transportés à l'intérieur des retenues tout en associant les conditions de dépôt des sédiments.

Dans le chapitre III, nous nous intéressons à la rhéologie des vases. Cette dernière, nous permettra de mieux cerner le phénomène et ainsi de mieux étudier et donc d'améliorer l'efficacité des dispositifs de soutirage et d'augmenter le rendement des systèmes de dragage.

Le chapitre IV, nous nous intéressons à la dynamique du cours d'eau à l'aval de la retenue, dont l'objectif est de déterminer la capacité de transport des sédiments évacués par le barrage en période de vidange.

Ces trois approches sont généralement orientées vers la recherche des lois d'érosion, de transport solide et des dépôts de sédiments en associant leur comportement rhéologique pour réduire l'impact de l'envasement.

Toutes ces approches expérimentales, théoriques ou numériques qui englobent aussi bien les caractéristiques physiques des sédiments, de la morphologie du sol, de l'hydrologie et de l'hydrodynamique des écoulements, que la dynamique des cours d'eau ont pour objectif l'estimation du volume solide transporté par charriage ou suspension, elles aboutissent à l'établissement d'une multitude de formules empiriques ou rationnelles faisant intervenir des coefficients difficiles à interpoler ou à appliquer à une autre région.

Les approches vues ci-dessous, malgré qu'elles nous offrent un large intervalle de choix, elles restent cependant d'un niveau de complexité lourd. Nous proposons une autre façon d'aborder ce phénomène et spécifiquement ces conséquences, au niveau de la retenue à savoir le mécanisme de l'envasement. En effet, jusqu'à présent l'envasement des retenues est traité sous la base de l'hydrodynamique de l'écoulement diphasique liquide-solide, suite à des apports de débit de crue.

Le chapitre V représente le développement de notre approche, qui est basé sur une hypothèse en concordance avec la réalité tout en supposant que le mécanisme de l'envasement est la conséquence d'un processus très lent de décantation dans une eau calme de la retenue des sédiments très fins qui constitueront au cours du temps le delta de vase. Donc, il s'agit de suivre ce processus comme si notre retenue est un grand bassin de décantation où il apparaîtra au cours du temps une tranche d'eau claire qui surmonte une zone de dépôt. Ce processus de décantation est mis en équation en faisant intervenir deux paramètres essentiels, la vitesse de chute et la variation de la concentration.

La résolution numérique de ce système d'équations donnera dans le chapitre VI l'évolution de la zone d'eau claire et la zone de dépôt que nous avons appliqué à la retenue de « BENI-AMRANE » en tenant compte des données réelles fournies par l'ANRH.

CHAPITRE I EROSION ET TRANSPORT SOLIDE

CHAPITRE I : EROSION ET TRANSPORT SOLIDE

Généralités

Les sédiments transportés par les eaux d'un cours d'eau proviennent de l'érosion aussi bien des sols du bassin versant que du réseau d'écoulement.

L'étude de l'érosion et du transport des sédiments à l'échelle du bassin versant, fait intervenir un grand nombre de disciplines et de compétences, dans ces domaines qui regroupent à la fois les hydrologues, les hydrauliciens, les mécaniciens des fluides, les agronomes et les géomorphologues.

D'une manière générale, l'érosion des sols correspond au "détachement" et au "transport" des particules de sol, par différents agents (gravité, eau, vent, glace), et de leur emplacement d'origine à un endroit de "dépôt" à l'aval. Dans tous les cas, ces mouvements de sol sont des processus discontinus à fortes variations spatio-temporelles, difficiles à décrire sous forme d'équations mathématiques. Nous, nous intéressons dans cette étude plus particulièrement à l'érosion hydrique, qui est un phénomène largement répandu et dont les conséquences peuvent entraîner des pertes de terre irréversibles et une diminution des capacités de stockage des barrages. Ce phénomène est très répandu en Afrique du nord. En effet, la majorité des bassins versant de L'Afrique, la Tunisie et le Maroc est caractérisée par la forte dégradation spécifique.

I LES PRINCIPAUX AGENTS DE L'EROSION HYDRIQUE

I.1 Intensité et agressivité des précipitations

La désagrégation de la structure et le détachement des particules sous l'impact des gouttes de pluie résultent du "travail" exercé par les gouttes à la surface du sol. Il est donc lié à l'énergie cinétique des gouttes E_c ;

$$E_c = \frac{1}{2} m.V^2 \quad (I.1)$$

Où ;

m : est la masse de la goutte (kg) et V : la vitesse (m/s), E_c : l'énergie cinétique (joules).

L'évaluation de l'énergie cinétique des gouttes reste un bon critère d'évaluation de l'agressivité des pluies. Il existe d'ailleurs une relation empirique reliant l'intensité d'une pluie et son énergie cinétique (Remy, J.C. et al. 1998).

$$E_c = 11.9 + 8.73 \log IP'$$

Avec, E_c : Energie cinétique en j/m /mm et Ip' : intensité de pluie en mm/h.

Les pluies, lors de l'impact des gouttes, elles provoquent un détachement des matières et une destruction des agrégats lors de la conversion de l'énergie cinétique en efforts de cisaillement.

Les premières gouttes de pluies qui arrivent au sol y pénètrent proportionnellement à son ameublissement et à sa porosité. Cette première phase s'accompagne d'un déplacement de particules et d'un tassement du sol. Puis la couche superficielle s'humidifie, et l'on assiste au développement quasi simultané de trois processus : la désagrégation de la structure, la formation d'une pellicule de battance et l'érosion par "splasch" ou érosion par rejaillissement.

L'impact direct des gouttes de pluie provoque non seulement le délitage et la fragmentation des agrégats du sol, mais également l'entraînement et la projection des particules dans toutes les directions. Plusieurs chercheurs ont essayé de quantifier cette masse de sol détachée (D_p) expérimentalement. Les relations obtenues sont en général de la forme.

$$D_p = a.Ec^b \quad (I.2)$$

Où ;

D_p : est la masse détachée et Ec : l'énergie cinétique de la pluie. Les coefficients a et b dépendent essentiellement de la texture et de la structure du sol.

Jusqu'à ce stade, on ne peut parler de transport proprement dit. Il faut que le ruissellement démarre pour qu'il y ait une prise en charge des particules détachées par mise en suspension ou par charriage (BOUANANI, 2004).

I.2 Le ruissellement

Le ruissellement apparaît dès que l'intensité d'une pluie devient supérieure à la vitesse d'infiltration du sol. Il est nettement plus élevé sur sol nu que sous cultures.

D'une manière générale, il est admis que la vitesse du ruissellement est le paramètre prépondérant de l'action érosive du ruissellement superficiel. En 1965, Meyer a proposé la relation suivante pour évaluer cette vitesse.

$$V_R = (I^{0.33} \cdot Q_R^{0.33}) / n^{0.66} \quad (I.3)$$

Où : V_R : vitesse de ruissellement ; I : pente du terrain ; Q_R : Débit du ruissellement et n : rugosité du sol.

Les facteurs qui régissent le ruissellement sont principalement :

- a. L'infiltration.
- b. Détention superficielle et rugosité du sol : Elle correspond à la capacité de stockage temporaire de la surface du sol vis-à-vis de l'eau. La détention superficielle se fait sous forme de flaques dans les micro-dépressions, dont la capacité de stockage est liée à la rugosité.
- c. Pente et longueur de pente.
- d. Le couvert végétal

I.3 État hydrique initial

L'état hydrique du sol au moment d'une pluie a une très forte influence sur la dégradation, la formation des croûtes et la réduction de l'infiltrabilité résultante. Les agrégats secs sont plus sensibles à l'éclatement. En effet l'intensité de ce processus croît avec le volume d'air piégé en particulier sous des pluies de forte intensité qui peuvent former des croûtes très rapidement (BOUANANI, 2004).

Lorsque le sol en surface est argileux sensible à la dispersion par l'effet de l'impact des gouttes de pluie à la désagrégation mécanique par l'alternance des cycles de dessiccation et d'humectation, il y a mobilisation des particules argileuses sous l'action de l'impact des pluies. En effet, l'humectation des sols argileux entraîne un gonflement qui est une forme analogue de désagrégation. Cette argile mobilisée migre dans l'eau de l'infiltration, couvre la périphérie des agrégats, et colmate les interstices intra-agrégats ou bien se dépose à la surface du sol pour former une croûte. La formation des croûtes ou organisation pelliculaire de surface, entraîne une réduction de l'infiltrabilité, qui accroît les risques de ruissellement et d'érosion (BOUANANI, 2004).

II. FORMES DE MANIFESTATION DE L'ÉROSION HYDRIQUE

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 (BESSENASSE, 2004).

II.1 Erosion aréolaire

Elle se produit lorsque l'écoulement et l'érosion se font sur toute la surface du sol. Ce qui provoque une usure homogène non perceptible dans la majorité des cas.

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 et au couvert végétal. L'équilibre de ces forces est influencé par les pratiques culturales et par l'occupation du sol.

Ce type d'érosion entraîne des conséquences morphologiques fâcheuses suite à un décapage de l'horizon superficiel diminuant insidieusement sa réserve en éléments fertilisants et un entraînement préférentiel des particules les plus fines de la matière organique et du carbonate de calcium. Ce type d'érosion peut se manifester sous différentes formes :

- Érosion en nappe.
- Érosion en rigole.

L'érosion aréolaire est la réponse de mécanismes complexes où les facteurs de production et de transfert sont intimement liés. Elle dépend des caractéristiques des pluies, mais aussi des caractéristiques du sol et de la surface

II.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, 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.

La capacité des chenaux à gérer les sédiments est limitée par les lois de la dynamique fluviale.

III. DIFFERENTS TYPES DE TRANSPORT DANS LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE

Au niveau de chaque émissaire, le débit solide total est égal à la somme de deux débits solides (BESSENASSE, 2004).

III.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 liquides et solides qu'ils peuvent faire transiter. L'hypothèse de base qui conditionne ce raisonnement est que, pour un débit liquide donné, la granulométrie du substrat en place et le débit solide fourni restent les mêmes.

III.2 Le débit des matières 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'ils contiennent.

IV. EROSION DES SEDIMENTS COHESIFS

IV.1 Généralités et description du phénomène

Lorsqu'on désire évacuer les sédiments accumulés et consolidés dans une retenue est de tirer parti 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 (BESSENASSE, 2004).

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 ($C < 100$ g/l), la suspension vaseuse se comporte comme un fluide visqueux.
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 (BESSENASSE, 2004).

IV.2 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 :

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

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

$$C_u = k \tau_y$$

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 interarticulaires à la surface du lit, qui déterminent le processus d'érosion.

IV.3 Débits d'érosion des lits cohésifs

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

$$E = M \left[\frac{\tau_0}{(\tau_0)_{cr}} - 1 \right] \quad \text{pour } \tau_0 > (\tau_0)_{cr} \quad (I.4)$$

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

Tableau I-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 arrêter l'érosion si la contrainte critique redevient supérieure au cisaillement au fond et qu'il n'y a pas décompression suffisante du sol.

V. LE BILAN DE L'EROSION

V.1 Importance du facteur érosion

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. On conviendra de qualifier de bilan d'érosion le résultat final de l'évacuation des matériaux du continent vers les océans, quels que soit l'importance du stockage et des reprises de matériaux ; dans ce cas, le bassin versant est considéré comme une boîte noire (BESSENASSE, 2004).

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. Sous climat aride et semi – aride, la couverture végétale, très pauvre, n'assure qu'une faible protection. Il en résulte une nette prédominance des transports en suspension près de 90 % de la dénudation totale dans les environnements arides (BESSENASSE, 2004).

V.2 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.

VI LA DENUDATION SPECIFIQUE EN ALGERIE

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.

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 $t.km^{-2}.An^{-1}$ sur la chaîne des côtiers Dahra et 5000 $t.km^{-2}.An^{-1}$ sur le bassin très dégradé de l'ouest Agrioun qui alimente le barrage d'Ighil – Emda.

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.

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) (BESSENASSE, 2004).

VI.1 Différentes approches

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), ou 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 (BESSENASSE, 2004).

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 la 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 Langbein et 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.

VII. DIFFERENTS TYPES DE MODELES DE SIMULATION

On va présenter les différents types de modèles de simulation.

VII.1 Les modèles conceptuels

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. 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 deux exemples de ces modèles sans trop détailler.

VII.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 Wishmeier (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 :

$$D = K_1 \cdot (1 - C) PR^{j^r} \quad (I.5)$$

Où, D : la masse des sédiments détachés ($t. ha^{-1}$) ; K_1 : 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) et J_r : un exposant qui dépend des caractéristiques du sol.

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

$$E = S_D \left(\frac{q_R}{S_{RS} + q_R} \right) \quad (I.6)$$

VII.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 stockés 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 :

$$C_{(t)} = aQ^b(t)g(S(t)) \quad (I.7)$$

Où, Q : le débit ; C : la concentration ; a et b : les coefficients déterminés par la régression entre \log et $\log(q)$,

$G(S(t))$: 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.

$$G(S) = p \exp(r.S/S_0) \quad (I.8)$$

Où, P et r sont des paramètres empiriques à déterminer et 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.

VII.2 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 » :

$$C = a.Q^b$$

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 (BESSENASSE, 2004).

VII.2.1 Formule de Velikanov

La formule du transport en suspension établie par Velikanov en 1953 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 résultats, ainsi que sur le bassin versant de l'oued Zérout en Tunisie:

$$Q_s = \eta \left(\frac{\rho_s \rho}{\rho_s - \rho} \right) \frac{V}{W} S.Q \quad (I.9)$$

Avec, Q : le débit liquide ; Qs : 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 et ρ_s : la masse volumique des solides.

VII.2.2 – Formule de Wischmeier et Smith (1978)

La formule s'écrit :

$$P_s = E_p \cdot E_s \cdot F_{lp} \cdot F_p \cdot F_{am} \cdot F_v \quad (I.10)$$

Avec, Ps : pertes annuelles de sol (t/ha/an) ; Ep : érosivité des précipitations (N/h) ; Es : érodabilité du sol ou susceptibilité du sol à l'érosion (t.h/N.ha) ; Flp : facteur de longueur de pente (sans dimension) ; Fp : facteur de pente (sans dimension) ; Fam : facteur d'aménagement (sans dimension) et Fv : facteur de conservation des sols pratiqués (sans dimension) (BOUANANI, 2004)

VI.2.3. Formule de Fournier (1960)

Fournier a proposé une formule en prenant en compte les précipitations et la morphologie du bassin versant. Cette formule permet d'évaluer l'érosion globale comme suit :

$$Ass = (1/36) (P_m/P_{am})^2 (2.65) (h/S)^2 (0.46) \quad (I.11)$$

Avec, Ass : apport solide spécifique (t/km²/an) ; P_m : précipitations moyennes mensuelles du mois le plus pluvieux (mm) ; P_{am} : précipitations annuelles (mm) ; h : dénivelée moyenne (m) et S : superficie du bassin versant (km²) (BOUANANI, 2004).

VII.2.4 Formule de Tixeront (1960)

Cette formule est basée sur les données recueillies dans 32 bassins algériens et 9 bassins tunisiens sur une durée comprise entre 2 et 22 ans.

$$Ass = 354.E^{0.15} \text{ pour les bassins tunisiens.}$$

$$Ass = 92.E^{0.21} \text{ pour la région Est algérien} \quad (I.12)$$

$$Ass = 200.E \text{ pour la région Centre algérien}$$

Avec, Ass : apport solide spécifique en t/km²/an et E : Ecoulement en mm.

VII.2.5 Formule de la Sogreah

Basée sur les données de 30 bassins algériens, de superficie comprise entre 100 et 300 Km², soumis à une pluviométrie annuelle comprise entre 300 et 1000 mm.

$$Ass = \alpha.E^{0.15} \quad (I.13)$$

où, Ass : apport solide spécifique (t/km²/an) ; α : Coefficient dépendant de la perméabilité du sol, donné dans le Tableau I.2 ci-dessous et E : Ecoulement annuel (mm)

Tableau I.2 : Valeurs de α pour différentes perméabilités

Perméabilités	α
Forte	8.5
Moyenne	75
Moyenne à faible	350
Perméabilité faible	1400
Imperméable	3200

(BOUANANI A, 2004)

VIII. DETERMINATION DE L'ÉROSION D'UN BASSIN VERSANT

VIII.1 Détermination d'un volume global d'érosion

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 :

$$\text{Erosion} = 1.84. I_{15}^{0.86}. E_c^{0.97} \quad (\text{I.14})$$

Avec ;

- ✓ Erosion : Volume global d'érosion en kg/ha de terrain érodable.
- ✓ I_{15} : Intensité maximale (en mm) de la pluie en 15 minutes.
- ✓ E_c : Energie cinétique (en J/m^2).

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

$$\text{Erosion} = 0.8. I_{15}. E_c$$

Avec $R = 0.894$

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

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

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 :

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

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) (BESSENASSE M, 2004).

VIII.2 Détermination de l'érosion en fonction du temps

VIII.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 :

$$Q_s = \alpha \cdot Q_l^\beta \quad (I.15)$$

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 :

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

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 (BESSENASSE M, 2004).

VIII.2.2 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

$$D_R = B_1 * C * E * I^2 * D_X \quad (I.16)$$

Avec, D_R : 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 ; D_X : Longueur du pas d'espace et B_1 : Coefficient de calage.

L'érosion donnée par le ruissellement est :

$$D_F = B_2 * C * E * P^{2/3} * Q^{2/3} * D_X \quad \text{ou ;}$$

- ✓ D_F : Vitesse de détachement (kg/min/mètre de large)
- ✓ P : Pente des versants.
- ✓ Q : Débit de ruissellement (m³/s/mètre de large)
- ✓ B_2 : Coefficient de calage.

Les coefficients B_1 et B_2 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 B_1 est égal à 0.01 et le paramètre B_2 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 (BESSENASSE, 2004).

VIII.2.3 Travaux de Komura

Komura a travaillé sur l'érosion donnée par un ruissellement et une pluie combinée et propose l'équation suivante fondée sur l'équation de Manning Strickler :

$$E = 0.00113 * \frac{C_s * C_e}{d_{50}} * Q^{15/8} * L^{3/8} * P^{3/2} \quad (I.17)$$

Où, E : Erosion (kg/h/m^2) ; C_s : Rapport de la surface nue à la surface totale ; C_e : Coefficient d'érodabilité ;

1 : Erosion en nappes et avec petites rigoles

10 : Erosion en nappes avec rigoles

10 : Erosion en nappe avec ravine.

d_{50} : Diamètre moyen de granulométrie (mm) ; Q : Débit ruisselé formulé comme une intensité de pluie (mm/h) ; P : Pente du versant et 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.

Le débit ruisselé et la pente n'ont pas le même poids que celui qu'ils avaient dans les travaux de Wislizenus (BESSENASSE, 2004).

VIII.2.4 Formule de L'A.N.R.H

$$T_{ss} = 26,62 I_e + 5,071 IP + 9,77 Ct - 593,59 \quad (I.18)$$

Avec, T_{ss} : transport solide spécifique moyen annuel (T/Km.an) ; I_e : indice lithologique

(%) ; $Ct = Dd \cdot Fl$: coefficient de torrentialité ; $Dd = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{A}$; Densité de drainage ; L_i :

longueur de tous les cours d'eau d'ordre 1 (Km) ; Fl = nombre de talweg/ surface

A : fréquence des talwegs élémentaires. IP : intensité de pluies

Cette formule est applicable dans les conditions suivantes : $I_e > 10\%$ et $IP > 300$.

IX.TAUX D'EROSION SPECIFIQUE

Comme on a vu auparavant que l'érosion est très répandue en zone Méditerranéenne, elle touche particulièrement les pays d'Afrique du Nord et menace gravement les potentialités en eau et en sol.

Le taux d'érosion spécifique atteint par ces pays avoisine les valeurs les plus importantes du monde (REMINI, 1997)

Tableau I.3 : Taux d'érosion spécifique de certain bassin versant à l'échelle mondiale

Pays	Rivière	Surface du bassin	Volume spécifique moyen de
Chine	Jaune	715000	2640
	Yang	1025000	491
Inde	Domodar	200000	1400
	Kosi	61000	2800
Iran	Sefid rud	55000	750
Soudan	Abbara	1000000	650
Afrique du nord	Agrioum	657	3400
	Sebou	3470	320
U.S.A	Colorado	35000	735
	Mississippi	2977000	50
Italie	Pô	53500	300
France	Isère	11750	615
	Eroc	990	700

X.METHODE DE DEFENSE CONTRE L'EROSION HYDRIQUE

L'érosion accélérée et le dépôt des sédiments posent de sérieux problèmes, et sont la cause des modifications de l'environnement dans les bassins versants, à savoir, la destruction du couvert végétal et l'érosion des sols.

Du fait que l'érosion des sols est étroitement corrélée avec le ruissellement, la maîtrise de ce dernier est particulièrement importante.

Les méthodes de lutte contre l'érosion et la sédimentation reposent sur l'étude de leur nature et leur évolution.

Le but des dispositifs de défense est de réduire ou d'éliminer les effets négatifs des processus observés (MEDIOUNI, 2006).

X.1 Les interfluves

Les moyens de lutte contre l'érosion dans les interfluves peuvent être classés dans les catégories suivantes :

- Procèdes agro-techniques.
- Restauration des forets.
- Procèdes hydrotechniques.

X.1.1 Procèdes agro-techniques

L'un des procédés agro-techniques les plus efficaces est le choix des cultures adaptées, tout en tenant compte de leurs capacités à protéger le sol.

Les herbes pérennes protègent de l'érosion forment une couche fixant le sol, restaurent sa structure, et améliorent la capacité d'absorption et réduisent son érodabilité.

Une autre méthode de protection consiste à cultiver selon les directions perpendiculaires à l'écoulement, parallèlement aux courbes de niveau.

X.1.2 Restauration des forêts

Lorsque la reforestation est possible, c'est un moyen efficace de conservation des sols. Les différents types de plantations ci-après sont particulièrement importants:

- Ceinture forestière sur les terres agricoles pour régulariser le ruissellement, améliorer l'infiltration et protéger l'érosion éolienne.
- Bandes de forets et bouquets d'arbres à l'intérieur du réseau hydrographique (dessin des chenaux d'écoulements) le long des ravines pennies et des vallées soumises à une forte érosion.

Les ceintures forestières protègent les sols par différentes façons. Elles réduisent la vitesse du vent et améliorent le microclimat. Les ceintures forestières sont très efficaces lorsqu'elles sont plantés en lignes perpendiculaires au ruissellement (le long des courbes de niveau), l'écoulement peut alors être disperse et l'infiltration favorisée.

Cependant, une mauvaise disposition des ceintures forestières peut être la cause d'une intensification du ruissellement et de la formation de nouvelles régoles.

X.1.3 Procédés hydrotechniques

Les procédés hydrotechniques de protection comportent certains types de structures et ne sont utilisés que si cela se justifie économiquement, ou si d'autres procédés sont révélés non efficaces.

Ces procédés comprennent les fosses d'infiltration, les barrages de rétention avec des grandes surfaces de retenues, des terrasses le long des courbes de niveau, etc....

X.2. Les cours d'eau

L'érosion du réseau hydrographique est souvent la cause des difficultés et des pertes financières. Aussi est-t-il nécessaire de rechercher les moyens de protection contre l'érosion.

Il n'y a pas des méthodes universelles et l'on doit tenir compte des nombreux facteurs, notamment du prix et de la disponibilité sur place des matériaux de construction ainsi que des risques encourus. Nous avons retenu ici comme critère de classification la fonction des ouvrages.

X.2.1 Revêtement des berges

Le mode de protection des berges le plus courant est la mise en place d'un revêtement de protection fait d'un matériau résistant à l'érosion, comme les enrochements, le béton, végétation naturelle, etc..., est disposé directement sur le talus de la berge.

X.2.2. Freinage de l'écoulement

On peut obtenir un freinage de l'écoulement, en mettant en place des structures perméables parallèlement à la base des berges. La diminution locale de la vitesse réduit les risques d'érosion et facilite, lorsque les conditions sont favorables le dépôt des sédiments et la croissance de végétation le long des berges.

X.2.3. Aménagement hydraulique

Les barrages et les autres ouvrages hydrauliques sont souvent de très grande taille, nécessitant la maîtrise des débits très élevés sous une forte charge.

On doit mettre en place des dispositifs efficaces pour dissiper l'énergie des écoulements à grande vitesse et pour empêcher des affouillements indésirables du lit à l'aval de l'ouvrage.

On utilise couramment les dispositifs suivants:

- Bassin de dissipation.
- Sauts de ski.

D'une manière générale tous les modèles établis dans ce chapitre sont qu'approximatifs et représentent une certaine insuffisance point de vue précision, en effet d'autre approche sont mise en œuvre.

CHAPITRE II DISTRIBUTION, CONSOLIDATION
ET TASSEMENT DES SEDIMENTS
TRANSPORTES

Chapitre II : Distribution, consolidation et tassement des sédiments transportés

GENERALITES

La sédimentation dans un réservoir cause la perte naturelle de la capacité de stockage. La turbidité élevée lors des crues entrant dans une retenue de barrage, a un impact néfaste sur son environnement aquatique et son exploitation.

L'étude du mécanisme du transport de dépôt des sédiments transportés vers un réservoir a une grande importance, pour la conception et l'exploitation de l'ouvrage, dans le but de prolonger sa durée de vie. Les premières années d'exploitation sont les plus touchées par ce phénomène. C'est ce qui montre les levés bathymétriques, considérés comme le meilleur outil de diagnostic de ce phénomène grâce à l'image proche de la réalité du fond qu'ils fournissent. Les sédiments apportés en suspension ou par charriage, par les cours d'eau sont susceptibles de se disperser plus ou moins dans les eaux de la retenue, ils peuvent, soit se décanter et y'être piégés, soit simplement y transiter en suspension avant d'en être évacués, selon les conditions d'écoulement de la retenue. Il importe, de connaître les conditions de dépôt de ces sédiments.

I. CRITERE DU MECANISME DE TRANSPORT

Ce critère distingue le charriage, qui désigne tous les matériaux solides par traction, roulement ou saltation et le transport en suspension désignant tous les matériaux maintenus en équilibre grâce aux forces verticales (poids propre de la particule, poussée d'Archimède sur la particule, composante verticale de la turbulence). Des définitions plus explicites sont données dans le paragraphe qui suit.

I.1 Transport par charriage (Bed load)

Il concerne plus particulièrement les éléments de grosse taille, qui contribuent à l'équilibre du lit. Il se produit dans une zone limitée entre 0 et 0,05 de la hauteur de l'écoulement (Graf et al, 1996).

Pour ce mode, les particules restent en contact étroit avec le fond ; elles se déplacent en glissant, roulant ou en sautant (brièvement).

I.2 Transport en suspension (Suspended load)

On appelle transport en suspension le mode de transport de sédiments ou les particules se déplacent en faisant des sauts importants, mais restent (occasionnellement) en contact avec le charriage, puis avec le fond.

Ils concernent les éléments fins du transport solide qui sont maintenus en suspension, par la turbulence de l'eau, créée par les matériaux du lit. La quantité de matériaux en suspension dépend uniquement des quantités d'éléments très fins qui proviennent de l'érosion des bassins versants due au ruissellement des eaux de pluies.

Les concentrations d'éléments en suspension des oueds Algériens dépassent souvent les 100 g/l surtout pendant les premières pluies d'automne. À titre d'exemple dans l'oued Isser (Boumerdes) la concentration est de 20 g/l en moyenne, et elle dépasse 265 g/l en période de crue. (REMINE, 1997)

L'étude de la suspension présente deux intérêts :

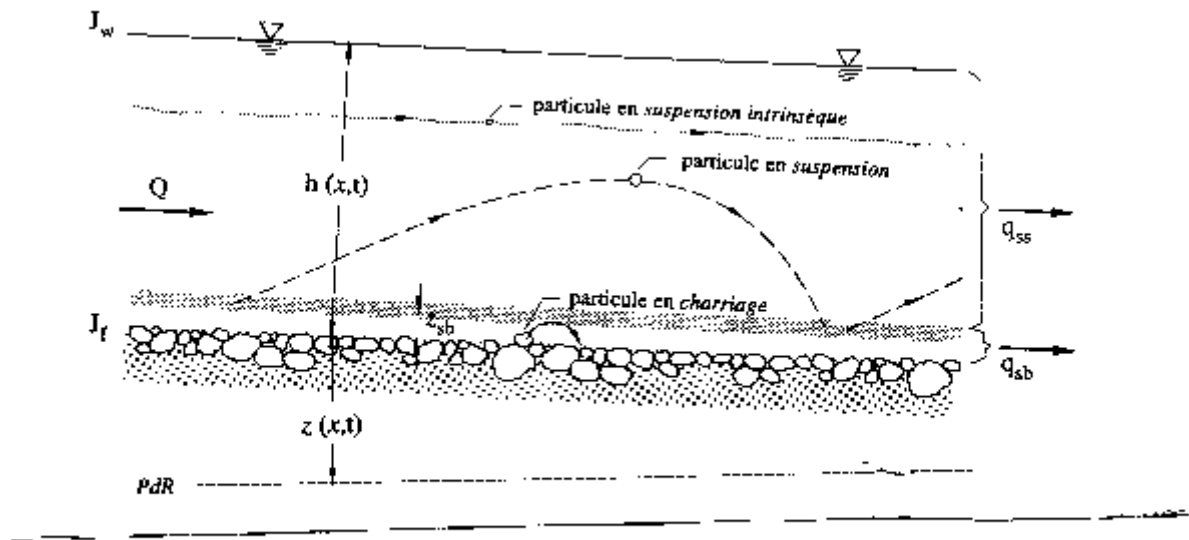
- ✓ Intérêt fondamental, sachant qu'elle contribue à une meilleure connaissance de la dynamique et de la sédimentation en retenue.
- ✓ Intérêt pratique, car elle permet de prévoir les phénomènes d'envasement produit dans les retenues (REMINE & HALLOUCHE, 2005).

I.3.Critère du rapport avec le fond

La répartition verticale des sédiments dans un cours d'eau fait distinction des matériaux qui se déplacent près du lit, par charriage ou en suspension (transport du fond). Les matériaux fins absents ou rares au fond sont transportés toujours en suspension au-dessus de celui-ci qu'on appellera suspension intrinsèque (Wash load). Cette différenciation est utilisée par les anglo-saxons.

D'après DWVK *(1988), ce type concerne les particules dont $d < 0,06$ mm (Gomer, 1994). Une très bonne définition lui est attribuée par Graf et al (1996) ; ces particules ne sont jamais en contact avec le fond ; elles se déplacent en étant emportées par l'écoulement ; ceci concerne les particules relativement très fines.

Graf fait remarquer que le concept de transport total est trompeur et a mené beaucoup de malentendus. Il propose de se limiter au transport du fond à l'exclusion de la suspension fine (intrinsèque). La figure II.1 donne une classification détaillée des différents types de transport dans un cours d'eau.



Source: Graf & Altinakar

Figure II.1 : Schéma des modes de transport

$$n^* = V_{ss} / 0,4U_* \quad \text{Avec ;}$$

V_{ss} : Vitesse de chute des particules, U_* : Vitesse de frottement de l'écoulement.

$n^* < 0.1$ Suspension fine

$0,1 < n^* < 4$ Transport total du fond

$n^* > 4$ Charriage

I.4 Critères de suspension

Les sédiments se déplacent sur des grandes distances et le débit solide croît de l'amont vers l'aval. Quelques valeurs indicatives, permettent de délimiter les deux modes de transport. Ces valeurs utilisent le rapport entre vitesse de l'écoulement V sur le lit du cours d'eau, et la vitesse W de chute des particules (Graf, 1971).

- $V/W > 0.10$ début de transport par charriage.
- $V/W > 0.40$ début de transport en suspension.

Les critères de suspension, donnés par Bagnold, Van Rijn, Eugelund et Schiedls sont représentés dans la figure II.2

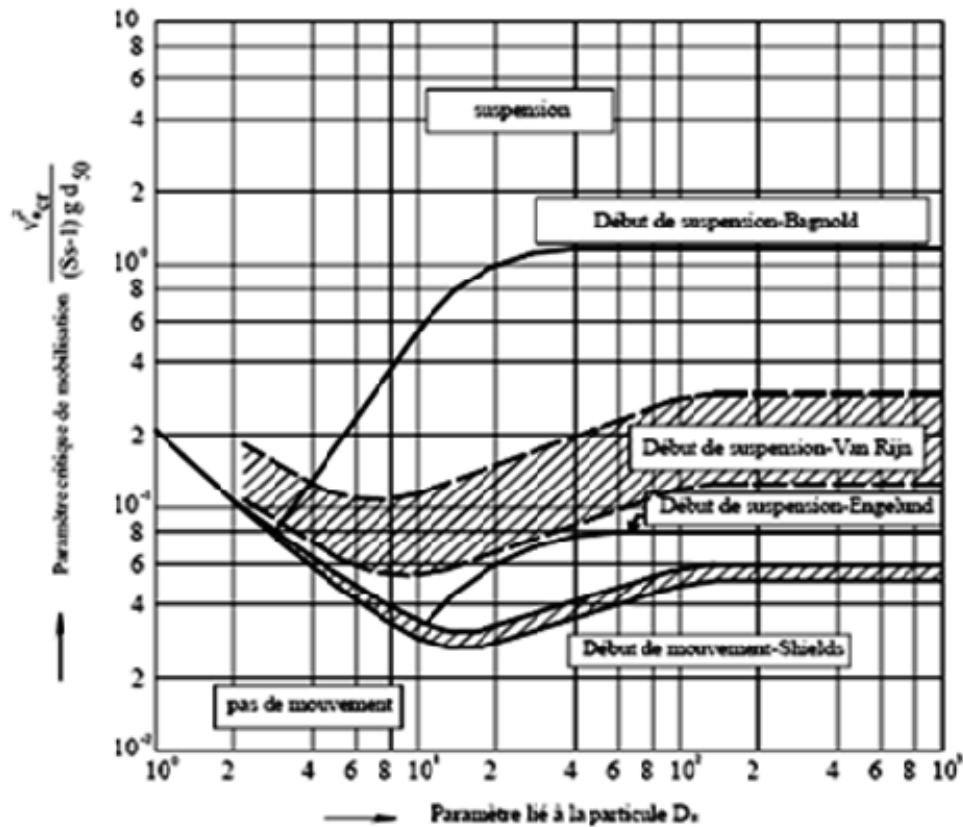


Figure II.2 : Critères de suspension (BOUANANI, 2004)

II. METHODES DE QUANTIFICATION DU TRANSPORT DES SEDIMENTS

Plusieurs formules et méthodes de quantification de ce phénomène, à savoir :

- Formules empiriques (suspension, charriage, transport total).
- Mesures in situ.
- Processus de modélisation.

II.1 Par l'utilisation des formules empiriques

II.1.1 Pour la suspension

Bien qu'il existe différentes formules, nous citons celle d'Einstein 1950, la plus utilisée actuellement. Sa difficulté réside dans le calcul numérique de quelques intégrales nécessaires au calcul de la quantité des sédiments en suspension. Le débit solide en suspension par unité de largeur est évalué par intégration du produit de la concentration et de la vitesse d'écoulement sur la hauteur ou se produit cette dernière (BOUHANICHE, 2005).

Dans ce type de quantification, les mesures in situ de la concentration au moins pour une profondeur sont nécessaires. Les autres peuvent être déduites par la formule de Rouse (1938) qui est donnée par :

$$\frac{C_s}{C_{sa}} = \left(\frac{h - z_*}{z} * \frac{a}{h - a} \right)^{n^*} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- ✓ C_{sa} : Concentration volumique à un niveau de référence a ;
- ✓ C_s : Concentration volumique cherchée ;
- ✓ Z : Hauteur pour laquelle la concentration C_s est cherchée ;
- ✓ a : Limite inférieure de la bande (en hauteur) où la suspension se produit ;
- ✓ h : Hauteur totale de l'écoulement (limite supérieure) ;
- ✓ n^* : Nombre de Rouse qui lui-même fonction de V_{ss} et U_* ($n^* = \frac{V_{ss}}{KU_*}$) ;
- ✓ V_{ss} : Vitesse de sédimentation ;
- ✓ K : Constante de Van Karman ;
- ✓ U_* : Vitesse de frottement.

Théorie de la diffusion

Le transport en suspension peut être expliqué par le concept de la diffusion-convection, qui donnera la distribution verticale de la concentration locale $C_s(z)$, de particules en suspension (Graf et Al, 1996).

Pour l'écoulement permanent et uniforme, la répartition verticale de la concentration de particule en suspension $C_s(z)$, dans le fluide, peut-être établie en utilisant l'équation de diffusion convection unidimensionnelle.

$$V_{ss} \frac{\partial C_s}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon_s \frac{\partial C_s}{\partial z} \right) = 0 \quad (\text{II.2})$$

$C_s(z)$ est la concentration locale volumique, ε_s la diffusivité des particules solides en suspension dans le fluide, dont les unités sont $[L^2/T]$; V_{ss} est la vitesse de sédimentation des particules.

Cette théorie repose sur de nombreuses hypothèses simplificatrices sans lesquelles il est impossible d'estimer le coefficient de diffusion (ε). Parmi ces hypothèses citons :

- Caractère mono ou bidimensionnel et stationnaire de l'écoulement.
- Les phases solides et liquides sont incompressibles.
- Les particules solides sont incompressibles.
- Les particules solides sont suffisamment petites pour qu'elles se comportent comme des molécules d'eau.

II.1.2 Pour le charriage

En cas de charriage, plusieurs formules ont été proposées. Beaucoup d'entre elles sont de nature empirique ; elles incluent souvent des nombres adimensionnels (Graf et al, 1996). Cela permet de les améliorer aux laboratoires et de les rendre utilisables dans la nature. Elles ne

donnent des résultats satisfaisants, que dans un domaine limité de valeurs des paramètres (tableau II.1) (BOUHANICHE, 2005).

Citons quelques-unes :

Einstein (1942) :

$$q_{sb} = \frac{\sqrt{(s_s - 1)gd_{50}^3}}{0,465} \exp\left(\frac{-0,391(s_s - 1)d_{50}}{R'_{hb} J_e}\right) \quad (\text{II.3})$$

Où :

R'_{hb} , Rayon hydraulique du lit dû aux rugosités

Meyer Peter et al (1948) :

$$q_{sb} = \frac{1}{g(\rho_s - \rho)} \left(\frac{\rho g R'_{hb} \xi_m J_e - 0,047 g(\rho_s - \rho) d_{50}}{0,25 \rho^{1/3}} \right)^{3/2} \quad (\text{II.4})$$

Où :

- ✓ R'_{hb} : Rayon hydraulique du lit ; g : gravité.
- ✓ ξ_m : Paramètre de rugosité donné par l'équation ci-dessous ;

$$\xi_m = \left(\frac{K_s}{K'_s} \right)^{3/2}$$

- ✓ K_s : rugosité total du lit.
- ✓ K'_s : rugosité due aux granulats.

$$K_s = \frac{U}{R'_{hb} J_e^{1/2}}$$

- ✓ U : vitesse moyenne de l'écoulement ; $K'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$ $K'_s = \frac{21,1}{d_{50}^{1/6}}$
- ✓ d_{50}, d_{90} : diamètre équivalent à 50%, et à 90% des grains solides.

Schoklitch (1950) :

$$q_{sb} = \frac{2,5}{S_s} * J_e^{3/2} (q - q_{cr}) \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- ✓ q_{sb} : Débit solide de charriage par unité de largeur ;
- ✓ S_s : Densité relative ($S_s = \frac{\rho_s}{\rho}$, ρ_s masse volumique des sédiments, ρ masse volumique de l'eau).
- ✓ J_e : Pente énergétique ($J_e = \frac{h_r}{dx}$, h_r perte de charge, dx longueur du tronçon) ;
- ✓ q : Débit liquide par unité de largeur ;

✓ q_{cr} : Débit liquide critique par unité de largeur donnée par l'équation :

$$q_{cr} = 0,26(s_s - 1)^{5/3} * \frac{d_{40}^{8/2}}{J_e^{7/6}}$$

Où : d_{40} est le diamètre équivalent des grains ; pour une granulométrie non uniforme.

Nielsen (1992) :

$$q_{sb} = \sqrt{gR_h d^2 J_e} \left(\frac{12R_h J_e}{(s_s - 1)d} - 0,05 \right) \quad (\text{II.6})$$

Tableau II.1: Paramètres utilisés pour l'établissement de différentes formules.

Formules	d [mm]	J_f [-]	d_n diamètre équivalent pour granulats non uniforme	Densité Relative (s_s)
Einstein 1942	0,8 à 28,6	-	d_{35}	1,25 à 4,25
Meyer Peter et al 1948	3,1 à 28,6	$4 \cdot 10^{-4}$ à $2 \cdot 10^{-2}$	d_{50}	1,25 à 4,2
Schoklitche 1950	0,3 à 7	$3 \cdot 10^{-3}$ à 10^{-1}	d_{40}	-
Nielsen 1992	0,69 à 28,6	-	-	1,25 à 4,22

II.2 Par des mesures in situ

Les mesures in situ (prélèvement) s'avèrent comme le critère le plus utilisé et le plus représentatif pour caractériser la teneur en matière solide dans un échantillon de mélange.

L'échantillonnage des matériaux en suspension dans les cours d'eau naturels, semble avoir été pratiqué depuis fort longtemps à l'aide de simples bouteilles. Les techniques dans ce domaine ont progressivement évolué, des méthodes très simples, à des procédés plus complexes mais plus précis. Le charriage est difficilement accessible par des mesures directes in situ.

Procédé de quantification

Plusieurs méthodes et appareils ont été développés pour la mesure du débit solide et plus précisément de la concentration. La sensibilité de la manipulation et les exigences du constructeur rendent l'utilisation de ces méthodes limitée à un personnel qualifié.

II.2.1. Mesures du charriage

Généralement, le charriage est donné par poids par unité de temps et par unité de largeur. Nous mesurons le poids des matériaux du fond passant à une section transversale dans un temps donné par l'une des méthodes cités ci-dessous, bien qu'il soit difficile de satisfaire les conditions hydrauliques du jaugeage.

Les méthodes les plus usuelles sont :

- détecteur hydroponique.
- nasses de prise en rivière.
- traceurs radioactifs.
- procédé topographique (bathymétrie).
- fosse à sédiments.
- modèles réduits.

En réalité, le charriage est discontinu dans le temps et dans l'espace de l'amont vers l'aval. Sa variation dans le temps se traduit par des valeurs très élevées lors des crues qui restent mal connues, faute de mesure ou absence totale de celle-ci. La discontinuité spatiale provoque un dépôt avant tout obstacle et un affouillement derrière lui (BOUHANICHE, 2005).

II.2.2. Mesures de la suspension

Le débit solide par suspension q_{ss} est donné comme un volume par unité de temps et par unité de largeur. Pour obtenir q_{ss} , il faut déterminer la concentration des sédiments C par échantillonnage du mélange Eau-Sédiment correspondant à des débits liquides ($q_{ss} = C.q$).

Une supposition est nécessaire pour entamer ce genre des mesures, celle-ci s'appuie sur le fait que les particules solides et liquides se meuvent à la même vitesse. Ces mesures se font sur toute la largeur de la section considérée.

Ces méthodes consistent à explorer le champ des vitesses et des concentrations. Elles se réalisent comme un jaugeage liquide. Les prélèvements d'échantillons doivent se faire avec des appareils à action très rapide. A nos jours, il existe plusieurs appareils de prélèvement, lesquels sont :

- Turbidisonde NEYPRIC ;
- Turbidisonde DELFT ;
- Prélèvement au moyen d'une pompe ;
- Prélèvement au moyen des bouteilles.

Un travail supplémentaire est nécessaire, il consiste en la représentation des résultats de mesures sur un système d'axe XOZ dont l'abscisse porte les valeurs de la largeur du cours d'eau et en ordonnée les profondeurs.

$$q_{ss} = \int C.U.dz \quad [\text{kg.m}^2/\text{s}]$$

Le débit solide en suspension total est donné par :

$$Q_s = \int q_{ss}.X.dx \quad [\text{kg.m}^3/\text{s}]$$

La fiabilité de la mesure du transport solide en suspension dépend de plusieurs conditions malheureusement, la mesure de la concentration en Algérie se fait en bordure du cours d'eau (BOUHANICHE, 2005).

III. DEPOT DES SEDIMENTS

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

III.1 Paramètres caractérisant les sédiments

III.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 :

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot J \quad (\text{II.7})$$

- ✓ 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.

III.1.2 La vitesse de frottement

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

$$U^* = (\tau_p / \rho)^{1/2} \quad (\text{II.8})$$

τ_p : Contrainte de cisaillement à la paroi.

III.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.

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.

III.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.

III.1.5 vitesse de Chute des particules en eau calme

Une particule solide tombant en chute libre dans un liquide est soumise à l'action des forces suivantes (figure ci-dessous) (REMINI & HALLOUCHE, 2005) :

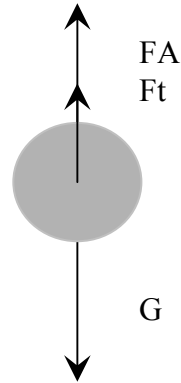


Figure II.3 : les forces qui agissent sur une particule solide.

La force de traînée est définie comme étant la résistance opposée par le liquide au déplacement de la particule due aux forces de viscosité et d'inertie.

Elle est donnée par la relation :

$$F_t = \frac{1}{2} C_x \cdot \rho_w \cdot S \cdot W_s^2 \quad (\text{II.9})$$

En eau calme la vitesse de chute s'obtient en écrivant l'équilibre des forces extérieures :

$$\sum \vec{F}_{ex} = 0$$

$$G - F_t - F_A = 0$$

$$\rho_s \cdot W \cdot g - \rho_w \cdot W \cdot g - \frac{1}{2} C_x \cdot S \cdot \rho_w \cdot W_s^2 = 0$$

Si la particule est sphérique

$$\frac{\pi \cdot d^2 \cdot g}{6} (\rho_s - \rho) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_x \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) W_s^2 \quad \Rightarrow$$

$$W_s^2 = \frac{4d \cdot g}{3C_x} \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) \quad (\text{II.10})$$

C_x est le coefficient de traînée qui dépend du nombre de Reynolds de chute :

$$IR_{ews} = \frac{W_s \cdot d}{\nu}$$

Si le nombre de Reynolds $IR_e < 1$ le régime est laminaire et le coefficient de traînée est

déterminer par la relation : $C_x = \frac{24}{IR_{ews}}$

Ce type d'écoulement correspond à la classe des sédiments de type argile, limons et silts, c'est-à-dire pour ($d < 0,1$ mm) on obtient la relation de Stokes :

$$W_s = \frac{g \cdot d^2}{18 \cdot \nu} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \quad (\text{II.11})$$

Si le nombre de Reynolds $1 < \text{Re} < 103$, le régime est semi turbulent et le coefficient de traînée est déterminé par la relation :

$$C_x = \frac{18}{\text{Re}^{0,6}}$$

Ce cas correspond aux particules de diamètre : $0,1 \text{ mm} < d < 2 \text{ mm}$ c'est-à-dire pour les particules sableuses :

$$W_s = \frac{0,153 g^{0,71} d^{1,14} (\rho_s - \rho_w)^{0,71}}{\rho_w^{0,29} \cdot \mu^{0,43}} \quad (\text{II.12})$$

Si le nombre de Reynolds $\text{Re} > 103$, le régime est turbulent ce cas correspond aux particules ($1 < d < 20$ mm) c'est-à-dire les graviers et galets, dans ce cas, le coefficient de traînée C_x reste approximativement constant.

La vitesse de chute est calculée à partir de la relation suivante :

$$W_s = 1,74 \sqrt{\frac{g \cdot d (\rho_s - \rho_w)}{\rho_w}} \quad (\text{II.13})$$

Expérimentalement la vitesse de chute peut être exprimée sous une forme plus simple :

$$V_c = 10^6 D^2 \text{ (m/s)}.$$

Influence de la concentration sur la vitesse de chute

En suspension très diluée, la vitesse de sédimentation des agrégats se rapproche de celle des particules élémentaires. Elle croît avec la concentration tant que celle-ci est inférieure à environ 10 kg/m^3 . Ensuite elle diminue, on parle alors de vitesse de sédimentation entravée, les agrégats se gênent mutuellement dans leur chute. En effet, le mouvement descendant des agrégats est compensé par un mouvement ascendant de fluide qui exerce des forces de frottement sur les agrégats. Si la concentration est très importante, les forces de frottement générées par le fluide ascendant équilibrent la force de gravité, conduisant à un état d'équilibre dynamique vertical des agrégats. Cet état apparaît à proximité du fond et est appelé vase fluidisée (SANCHEZ et Al, 2004).

La vitesse peut être exprimée de la manière suivante :

$$W = k \cdot m \cdot C \text{ pour des agrégats en suspension (0,01 - 10 kg/m}^3\text{)}$$

$$W = W_{pi} (1-a) C \cdot b \text{ pour des agrégats à sédimentation entravée (> 10 kg/m}^3\text{)}$$

Avec W_{pi} = vitesse de sédimentation des particules isolées

C = concentration de sédiments

K, m, a, b = coefficients

La figure ci-dessous récapitule l'influence de la concentration en sédiments sur la vitesse de sédimentation.

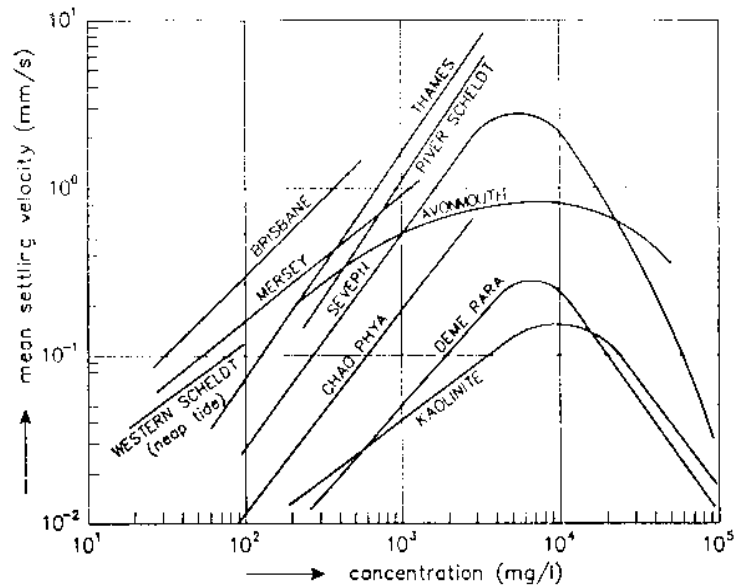


Figure II.4: Influence de la concentration en sédiments sur la vitesse de sédimentation

III.2 Le dépôt des sédiments cohésifs

III.2.1 problématique du dépôt des sédiments

Tout le monde est d'accord que la capacité utile d'un réservoir diminue au cours du temps suite aux dépôts successifs des sédiments sur le fond de la retenue ; mais la question qui se pose est de quelle manière ces particules solides se sont réparties et distribuées dans l'ensemble de la retenue surtout lorsqu'on sait que ce phénomène complexe dépend de certains paramètres tels que :

- la forme géométrique de la retenue : petite, grande, canal et lac,
- la pente du fond de la retenue,
- la profondeur de la retenue,
- l'apport solide de la retenue.

Peu d'autres ont essayé de décrire le phénomène de la distribution des sédiments dans les retenues (REMINE, 1997).

EAKIN H-M. a indiqué que les particules les plus fines, par contraste avec les grains rugueux qui tendent à se concentrer dans des zones limitées à la partie haute du réservoir, se répandent largement au sein du réservoir et en beaucoup de cas s'accumulent dans les parties les plus profondes, peuvent être attribuées au phénomène de l'écoulement des eaux lourdement chargées sous celles déjà clarifiées de la retenue.

Selon les travaux de **BRUNE** effectués sur 44 réservoirs de barrages Américains, les grands réservoirs retiennent 100% des sédiments en l'absence de dispositions particulières. Le piégeage des sédiments fins est moins important. Par contre les "petite" retenues (retenues de base chute) sont beaucoup plus brassées et les phénomènes ne ont pas aussi distincts.

Selon **DROUHIN, MALLET et PACQUANT** la distribution des matériaux dans les réservoirs est graduellement croissante de l'amont vers l'aval .les matériaux grossiers s'accumulent d'abord immédiatement à l'amont de la retenue, il s'ensuit une rupture de la pente de la rivière qui modifie son profil d'équilibre.

Selon **REMENIERAS G et BRAUDEAU G** Les vases et limons en suspension accumulés dans la retenue se déposent en général en aval du « delta » suivant un processus de décantation analogue à celui réalisé dans les dessableurs des usines hydroélectriques sont alors plus ou moins uniformes dans l'ensemble de la retenue ; ces eaux troubles peuvent cheminer sur le fond du réservoir et venir s'accumuler dans sa partie avale en formant une sorte de petit lac de boue.

Dans les retenues de faible importance par rapport au débit d'alimentation surtout si, elles sont étroites de faible longueur, les matières en suspension dans l'eau n'ont pas le temps de se déposer complètement et sont partiellement transportées à l'aval à travers les ouvrages de prise et d'évacuation des crues.

JOHSON H a affirmé que dans les grands réservoirs de barrages, les sédiments grossiers le déposent à l'amont de la retenue sous forme de « delta » et les particules fines se décantent dans tous les endroits du réservoir.

Selon **PARAZONKA W**, la granulométrie des matériaux déposés dans les réservoirs est graduellement décroissante de l'amont vers l'aval. Une fois ces sédiments arrivés dans la retenue : la partie amenée par charriage se dépose tout près de l'entrée de la retenue sous forme de « DELTA », ce sont généralement les matériaux les plus grossiers.

Les matériaux transportés en suspension se déposent d'une manière plus ou moins uniforme et dans différentes parties de la retenue. Les plus fins peuvent même arriver près du barrage où ils se déposeront. Généralement la quantité des sédiments en suspension est 5 à 10 fois le volume de celui en charge assise (en dépôt).

SHEURLEIN H Les dépôts des sédiments dans un réservoir sont ainsi composés : la quantité volumineuse qui est portée près du lit se dépose d'une manière plus ou moins uniforme sur tout le réservoir.

Suit aux différentes approches données par les auteurs cites précédemment. Deux types de distribution des sédiments peuvent déjà être dégagés :

- Distribution des sédiments par courant de densité :

- Distribution des sédiments par l'avancement du « delta » des sédiments grossiers et décantation des particules fines.

Un troisième type de distribution des sédiments particuliers aux petites retenues (de basse chute) peut-être mis en évidence. La distribution des sédiments dans telle retenue est encore méconnue (MACHANE et MAHDI, 1993) (REMINE, 1997).

III.3 Type de dépôts

Il existe différents types de dépôt citons deux types :

III.3.1 Dépôt dû au remous

C'est le dépôt qui correspond à la sédimentation des particules solide dans la zone d'influence du remous. Il peut s'étendre à une dizaine de kilomètres, théoriquement, il s'accroît progressivement en amont de la retenue, quand le dépôt se développe. L'effet du remous s'étend vers l'amont de la retenue avec une modification du lit et une augmentation de la probabilité du débordement, ce qui signifie d'éventuelles inondations (BOUHANICHE, 2005).

III.3.2 Formation du Delta

Généralement, les matériaux grossiers véhiculés par l'écoulement se déposent à l'entrée de la retenue. Les graviers puis les sables sont déposés en premier lieu. Ce mécanisme de formation des dépôts donne naissance à un delta.

III.4 condition et débit 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), les deux variables qui traduisent ceci sont la contrainte du fond et la vitesse de chute des sédiments.

Les travaux menés par **KRONE** en 1962 ont abouti à une évaluation du débit de dépôt en fonction des conditions d'écoulement. **KRONE** a proposé une loi donnant le débit de dépôt. En fonction de la concentration (C), la vitesse de chute (W_s) et la contrainte tangentielle (τ_0) :

$$Q_{\text{dépôt}} = C.W_s \left(1 - \frac{\tau_0}{(\tau_0)_s} \right)$$

Avec : $\tau_0 < (\tau_0)_s$

Pour les vases marines en conditions de laboratoire, **KRONE**, **PARTHENIADES** et **OWEN** ont donné tout les trois une valeur de l'ordre de 8.10^{-2}N/m^2 . En fait, cette valeur doit dépendre du type de vase et de floculations (REMINE B, 1997).

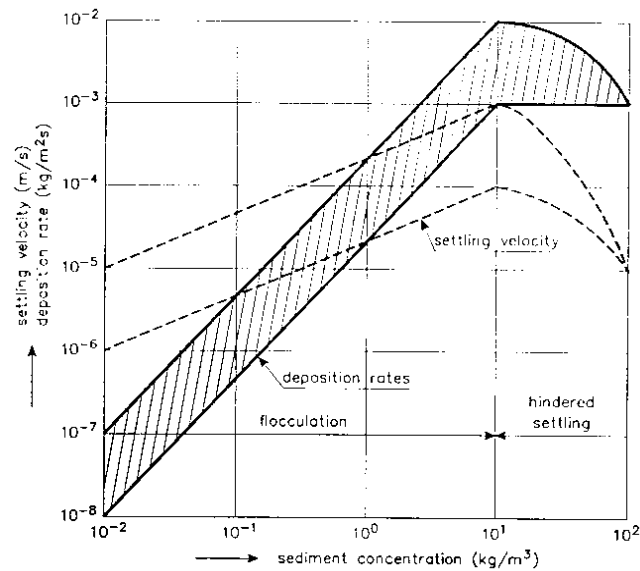


Figure II.5: Taux de dépôt en fonction de la concentration de sédiment

IV DECANTATION

IV.1 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 (BESSENASSE, 2004).

En eau calme, ce flux vaut:

$$D = w_s c \quad (\text{II.14})$$

Avec;

- ✓ D: taux de dépôt en $kg/m^2/s$ 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.

IV.2 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 dont le taux de décantation est représenté généralement par l'expression :

$$D = w_s c \cdot \left[1 - \frac{\tau_f}{\tau_d} \right] \quad (\text{II.15})$$

Où

- ✓ D: taux de dépôt en $kg/m^2/s$

- ✓ 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.

V Flocculation et vitesse de chute des vases flocculées

Les particules élémentaires de dimensions très petites telles que les argiles, les limons sous formes de vase ou de boue ont tendance à s'agglomérer dans certains milieux aqueux et à former des agrégats ayant des dimensions plus importantes, ce phénomène de flocculation est dû en particulier à des forces d'origine électrochimique. Elles apparaissent dès que le milieu liquide à une concentration électrolytique capable de créer une attirance entre deux particules isolées.

Le PH, la température, la valeur des ions, les dimensions des particules et leur concentration ont une influence directe sur l'importance de la flocculation. On peut dire de manière plus simple que la flocculation augmente avec la concentration en sels flocculants et en matière en suspension et cela d'autant plus que les particules sont plus fines.

La conséquence directe de ce phénomène est qu'un agrégat formé par plusieurs particules se retrouve avec des dimensions autrement plus grandes et à une vitesse de chute plus importante.

MIGNOT a défini un facteur de flocculation comme étant le rapport entre vitesse de chute libre des flocons ($W_{f50\%}$) dans un milieu flocculant et la moyenne de chute libre des particules élémentaires $W_{d50\%}$, à l'état déflocculé. (REMINI, 1997).

$$F = \frac{W_{f50\%}}{W_{d50\%}} \quad (\text{II.16})$$

VI. TASSEMENT ET CONSOLIDATION

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, d'autre part, des études ont été réalisées sur le tassement des vases. Les mécaniciens des sols étudient l'évolution de l'indice des vides (lois de Tarzaghi).

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.

VI.1 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 rapprochés.

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 interarticulaires diminuent (consolidation secondaire). C'est lors de cette phase que la cohésion du dépôt augmente fortement (BESSENASSE, 2004).

VI.2 Modèles empiriques

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

- Evolution de la concentration en fonction du temps :

$$C(t) = C_0 + \alpha \cdot \log(t) \quad (II.17)$$

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 :

$$c(h) = c(0) + n \cdot \log(h + 1) \quad (II.18)$$

Où :

- ✓ h : 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.

VI.3 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 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.

L'équation qui gouverne qui est la suivante :

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial k_r}{\partial e} \cdot \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k_r \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right) = 0 \quad (\text{Modèle de Gibson}) \quad (\text{II.19})$$

Où :

- ✓ e : l'indice des vides
- ✓ k_r : la perméabilité réduite
- ✓ σ' : la contrainte effective
- ✓ γ'_s, γ_w : respectivement le poids déjaugé des grains et le poids spécifique de l'eau

La concentration du dépôt de vase est :

$$c = \frac{2650}{1+e} g.l^{-1}$$

VI.4 TASSEMENT DE LA CREME DE VASE

L'intérieur d'une couche de crème au-dessus d'un fond imperméable, la vitesse de tassement (vitesse de la phase solide) de vase dépourvue de contraintes effectives est décrite par équation ci-dessous (SANCHEZ, GRIMIGNI et DELANOË, 2004) :

$$V = \frac{k}{\rho_w} \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right) C \quad (\text{II.20})$$

Où ;

- ✓ k : est le coefficient de perméabilité qui dépend exclusivement de la concentration C .
- ✓ ρ_s : la masse volumique de la phase solide ($\rho_s \approx 2550 \text{ kg m}^{-3}$).
- ✓ ρ : la masse volumique de la phase fluide.

Pour un grand nombre de matériaux, la variation de k avec C s'accorde avec la loi suivante (Sanchez et Grovel, 1993) :

$$k = A_1 \exp \left[-A_2 \left(\frac{C}{\rho_s} \right)^{A_3} \right]$$

Où A_1 , A_2 et A_3 sont des constantes propres à chaque matériau.

Le débit solide Q_C à travers une interface de concentration C constante dans le temps à l'intérieur d'une crème de vase en cours de tassement est donné par (Sanchez et Grovel, 1993) :

$$Q_C = VC \left[A_2 A_3 \left(\frac{C}{\rho_s} \right)^{A_3} - 1 \right]$$

La figure 6 montre la variation de Q et Q_C en fonction de C . On y observe que la concentration C_{\min} correspondant au début du phénomène de tassement est proche de 40 kg m^{-3} . Cette concentration est associée au maximum de Q_C

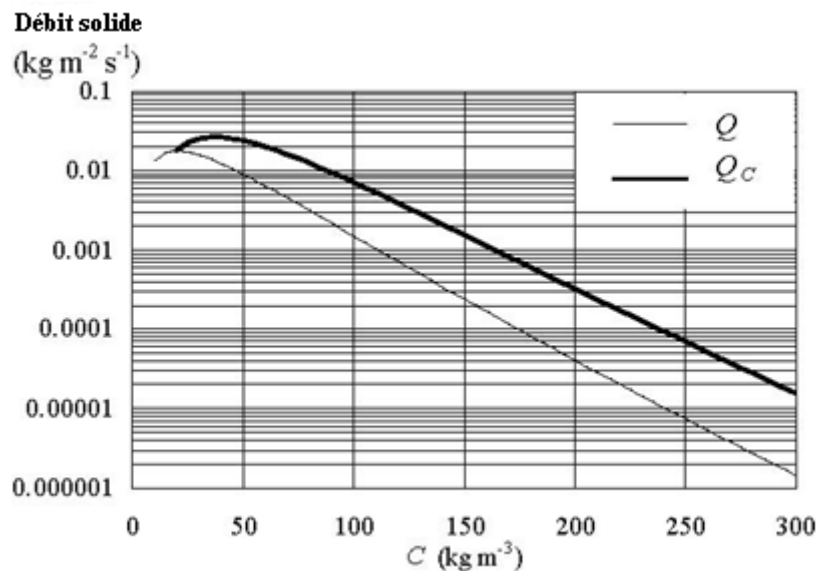


Figure II.6 : Variation de Q et de Q_C en fonction de la concentration C .

IV. PROBLEMES POSES PAR LA SEDIMENTATION

La sédimentation dans les barrages pose d'énormes problèmes au niveau du réservoir lui-même, mais aussi en amont et en aval du réservoir. La sédimentation entraîne la réduction de la capacité utile du barrage, le blocage des organes de vidange. Elle peut aussi accélérer l'eutrophisation du lac. Les sédiments dans l'eau distribuée par les canaux, à partir des barrages, se disposent dans ces ouvrages, réduisant leur débitante et rendant difficile leur exploitation.

CHAPITRE III SUSPENSION ET RHEOLOGIE DES MATIERES EN SUSPENSION

Chapitre III : Suspension et rhéologie des matières en suspension

GENERALITES

L'envasement des barrages qui pose problème aux gestionnaires de l'eau effectue essentiellement par l'apport solide constitué de particules fines maintenues en suspension. Ce mélange (sol-eau) qui a des comportements très variables dans l'espace et dans le temps, nécessite des études très précieuses pour connaître ses différentes caractéristiques hydrodynamiques, et pour se faire une idée précise sur le comportement des éléments élitiques de ce mélange. Cela nous conduit à affirmer que la proposition des conditions d'utilisation des différents moyens de lutte contre l'envasement doit se baser sur cette poussée de ces matières en suspension et leur comportement hydrodynamique et rhéologique dans un milieu aqueux. .

La rhéologie des matières en suspensions constitue un sujet de recherche important dans le domaine de la rhéologie. Ces systèmes comprennent à la fois des fluides et des solides qui ont des comportements complexes. Du point de vue scientifique, la rhéologie des suspensions représente un défi. Les interactions fluide-particules, les interactions particules-particules, le mouvement et la rotation des particules sont des phénomènes physiques difficiles à observer, mesurer et modéliser. Ils sont pourtant essentiels car ils modifient profondément le comportement du fluide. Les suspensions ont également beaucoup d'intérêt, puisqu'elles conditionnent une large gamme d'applications industrielles, (ciments, pâtes, peintures, encres), de l'agroalimentaire, de la pharmacie, de la cosmétique, de la chimie, des polymères. Une des principales applications de la rhéologie est la détermination de la viscosité des matériaux dans différentes conditions et sous l'influence de contraintes variables (cisaillement, température,..).

I. MATIERES EN SUSPENSION

I.1 Définition d'une suspension

Une suspension ou dispersion est l'état d'un solide divisé, mêlé à la masse d'un liquide sans être dissous par lui. Les suspensions sont omniprésentes dans la vie courante : sang, peinture, céramique et ciment, les gels, les latex, l'encre ...

Le contrôle de la structure des suspensions constitue donc un intérêt primordial pour l'industrie.

La stabilité et la rhéologie sont les deux paramètres qu'il faut maîtriser dans une suspension. La stabilité dépend de la taille des particules mais aussi du contrôle des propriétés physico-chimiques de leurs surfaces.

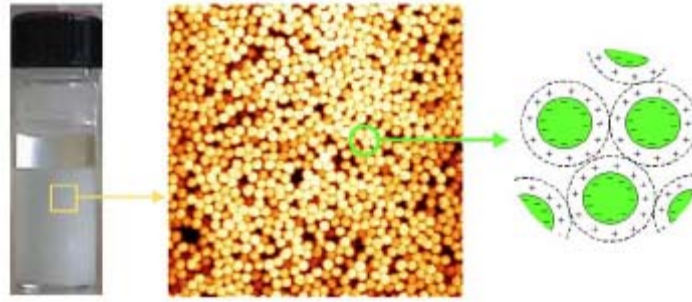


Figure III.1 : Trois échelles caractéristiques dans une suspension (LOOTENS D, 2004).

Parmi les exemples cités, les suspensions colloïdales se distinguent également par leurs diversités structurelles et leurs propriétés rhéologiques, ces systèmes interviennent dans de nombreuses formulations industrielles dans lesquelles les propriétés rhéologiques jouent un rôle primordial.

I.2 Le milieu dispersant

Lorsque l'on parle d'une suspension, on pense d'abord aux particules, mais le milieu interstitiel possède également une structure propre et des propriétés d'écoulement particulières. Il est généralement composé d'une phase dense sans ordre à grande distance.

Dans le cas le plus simple, c'est un fluide newtonien (l'eau par exemple) mais il possède également des propriétés plus complexes (viscoélasticité, rhéofluidification) en présence de polymères par exemple. Il s'agit donc d'en tenir compte dans le comportement rhéologique des suspensions (MONGONDRY, 2003).

I.3 Les colloïdes

Les suspensions de petites particules sont souvent appelées colloïdes, terme qui proviennent du mot grec « κολλα » voulant dire colle. Ce nom a été introduit par Thomas Graham (1805-1869) pour définir des substances qui ne diffusaient pas au travers d'une membrane.

Les colloïdes sont des particules dont les dimensions sont de l'ordre de quelques nanomètres jusqu'à quelques micromètres. Cependant, ils étaient connus bien avant cette date, notamment au travers de l'encre de Chine plusieurs siècles avant J.C., des suspensions colloïdales d'or au 17^{ème} siècle et plus récemment au 19^{ème} siècle, avec les latex de certaines plantes et extraits d'arbres. Les colloïdes se divisent en trois catégories :

1. Particules solides dans un liquide.
2. Petites gouttes liquides dans un autre liquide ou aussi appelées émulsions.
3. Gaz dans un liquide ou mousse.

1.4 Définitions d'une suspension colloïdale

On appelle suspension colloïdale, une dispersion stable de particules, le plus couramment solide, dans un liquide. Ces particules solides ont une taille comprise entre quelques angströms et 1 μm environ dénotant un grand rapport surface / volume. Les lois physiques traditionnelles s'appliquant aux systèmes microscopiques ne s'appliquent plus aux systèmes colloïdaux. Ces suspensions restent stables et peu sensibles à la gravitation car le rapport entre les forces macroscopiques (pesanteur...) et les forces interparticulaires (Van der Waals, électrostatiques...) deviennent équivalentes. Ces particules en suspension confèrent au milieu dispersant de nouvelles propriétés intéressantes (augmentation de la viscosité, gélification, thixotropie...) et sont utilisées comme agents texturants dans l'industrie.

Parmi ces exemples de dispersion de particules colloïdales on cite :

- Suspensions aqueuses colloïdales
- Verres colloïdaux.

1.5 Les forces régissant les suspensions aqueuses colloïdes

Les forces les plus considérées sont les forces : Brownienne, hydrodynamique et gravitationnelle (MONGONDRY, 2003).

1.5.1 Le mouvement brownien des colloïdes

Sous l'effet de l'agitation thermique, les particules colloïdales en suspension subissent des chocs importants de la part des molécules qui les entourent et sont animées d'un mouvement aléatoire appelé mouvement brownien.

1.5.2. Forces hydrodynamiques

Lors d'un écoulement, une suspension est non seulement soumise au mouvement brownien mais aussi à des forces hydrodynamiques. Celles-ci proviennent d'un cisaillement parallèle à l'écoulement entre des plans qui glissent les uns par rapport aux autres.

1.5.3 Interactions entre particules

On peut ranger les forces d'interaction F entre particules en deux catégories : les forces répulsives et les forces attractives. Par convention, on considère :

- $F(r) > 0$ si force répulsive
- $F(r) < 0$ si force attractive

Où, r est la distance entre les objets.

On peut distinguer quatre types d'interaction entre particules.

- a) Interaction de type « sphère dure »
- b) Interaction de type « sphère molle » -Electrostatique
- c) Interaction stérique

d) Interaction de Van der Waals

II VISCOSITE DES SUSPENSIONS HOMOGENES

Une suspension est composée d'objets solides dans une phase porteuse liquide. Elle est considérée comme homogène si la quantité d'objets par unité de volume ne dépend pas de l'emplacement considéré.

L'écoulement des suspensions est un phénomène assez complexe dans la mesure où divers paramètres peuvent, en même temps, jouer des rôles plus ou moins importants. Il s'agit bien entendu de la fraction volumique en particules, mais aussi de la nature des interactions entre particules, de la taille des particules et de leur comportement général en suspensions dans la phase liquide. Ainsi, l'interprétation des phénomènes macroscopiques passe par la prise en compte et la compréhension des phénomènes microscopiques (DARBOURET, 2005).

II.1 Lois de viscosité des suspensions

La viscosité d'une suspension est, de manière générale, supérieure à la viscosité de la phase liquide seule (μ_l). Plusieurs modèles ont été établis pour estimer une viscosité apparente des suspensions lorsque l'écoulement est supposé homogène.

II.1.2 Suspensions diluées

Pour des suspensions très diluées ($\Phi < 0,02$) de particules sphériques monodispersées, la relation d'Einstein (1906) exprime l'évolution de la viscosité en fonction de la fraction volumique en particules solides (équation ci-dessous). Cette relation prend en compte les effets du mouvement brownien, aléatoire, lié à l'agitation moléculaire des particules solides dispersées dans la phase continue.

$$\mu_0 = \mu_l(1 + 2,5\Phi) \quad (\text{III.1})$$

- ✓ μ_0 : viscosité de la matrice seule.
- ✓ Φ : la fraction volumique de la charge solide.

Ce paramètre est important (Φ), car les phénomènes physiques mis en jeu n'ont pas les mêmes effets suivant que l'on se trouve en présence d'une suspension diluée, semi-diluée ou concentrée en particules.

Il s'agit d'une solution exacte, calculée en ne prenant en compte que le mouvement brownien des particules dans la phase liquide, en négligeant toute éventuelle interaction entre particules.

Elle n'est donc plus valable importantes. Cependant, l'expérience montre que cette relation continue à donner une bonne approximation jusqu'à des teneurs en solide plus importantes, de l'ordre de 5-10 % (DARBOURET, 2005).

II.1.2 Suspensions concentrées

Thomas (1965) a proposé, quant à lui, une relation semi-empirique valable pour des suspensions plus concentrées ($\Phi < 0,62$) qui permet de prendre en compte les interactions entre particules (équation ci-dessous).

$$\mu_0 = \mu_l \left[1 + 2,5\Phi + 10,05\Phi^2 + 0,00273 \exp(16,6\Phi) \right] \quad (\text{III.2})$$

Cette relation est telle qu'elle se superpose à la relation d'Einstein pour de très faible concentration en particules solides (1 % de différence pour les fractions volumiques inférieures à 2,5 %). Lorsque la fraction volumique en particule augmente, cette relation prend en compte les phénomènes de collision et de réarrangement des particules les unes par rapport aux autres, grâce aux termes supplémentaires en Φ^2 et $\exp(\Phi)$ respectivement.

Les différents coefficients de la relation précédente ont été déterminés expérimentalement par Thomas (1965) à l'aide d'une série de mesures réalisées sur des suspensions d'oxydes métalliques. Cette relation est cependant largement utilisée, de manière souvent concluante pour divers types de suspensions.

De nombreuses lois exprimant la viscosité d'une suspension en fonction de la fraction volumique en particules sont disponibles dans la littérature. Quelques-unes de ces lois sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Les lois de viscosité de suspensions en fonction de la teneur en particules

Auteur	Année	Expression proposée	Remarques
Einstein	1906	$\mu_0 = \mu_l (1 + 2,5\Phi)$	$\Phi \leq 0,02$
Batchelor ^b	1977	$\mu_0 = \mu_l [1 + 2,5\Phi + 6,2\Phi^2 + \mathcal{O}(\Phi^3)]$	$\Phi \leq 0,20$ Relation semi-empirique
Thomas	1965	$\mu_0 = \mu_l [1 + 2,5\Phi + 10,05\Phi^2 + 0,00273 \exp(16,6\Phi)]$	$\Phi \leq 0,62$ Relation semi-empirique
Chong <i>et al.</i> ^c	1971	$\mu_0 = \mu_l \left(1 + \frac{3}{4} \left(\frac{\Phi}{\Phi_m - \Phi} \right) \right)^2$	Relation empirique
Kitano <i>et al.</i> ^c	1981	$\mu_0 = \mu_l \left(1 - \left(\frac{\Phi}{\Phi_m} \right) \right)^{-2}$	
Mooney ^{a,c}	1951	$\mu_0 = \mu_l \exp\left(\frac{[\eta]\Phi}{1 - K\Phi}\right)$	$0,75 < K < 1,50$ dépend du système
Krieger et Dougherty ^{b,c}	1959	$\mu_0 = \mu_l \left(1 - \left(\frac{\Phi}{\Phi_m} \right) \right)^{-[\eta]\Phi_m}$	
Dabak <i>et al.</i> ^c	1986	$\mu_0 = \mu_l \left(1 + \frac{[\eta]\Phi_m \Phi}{n(\Phi_m - \Phi)} \right)^n$	$n = 2$

Graham, Steele et Bird	1984	$\mu_0 = \mu_1 (1 - V_0 \Phi)^{-2,5}$ $V_0 = 1 + 0,35 \left[1 - \left(\frac{0,7404 - \Phi}{0,7404} \right)^2 \right]^{1/2}$
Mills	1985	$\mu_0 = \mu_1 \frac{1 - \Phi}{\left(1 - \frac{\Phi}{\Phi_m} \right)^2}$

(DARBOURET, 2005).

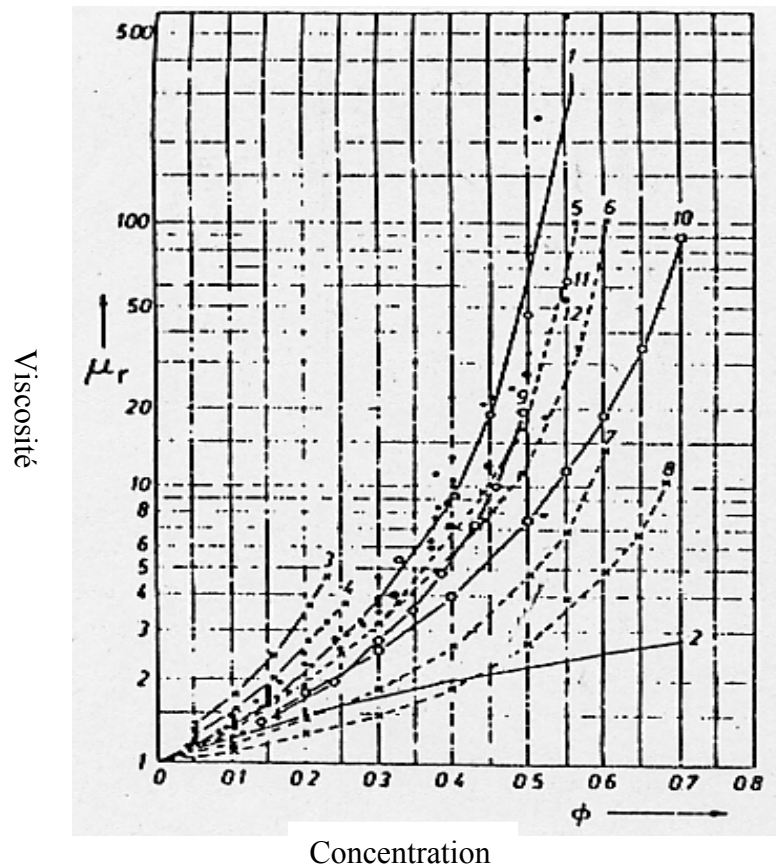


Figure III.2 : Résultat pour la viscosité relative des suspensions de sphère, (BENGHANEM, 2003).

II.2 Différents domaines de concentration

Nous l'avons vu précédemment, le comportement rhéologique d'une suspension dépend fortement de sa fraction volumique en particules. Nous avons ci-après une description des comportements rencontrés en fonction des différents domaines de concentrations.

Jusqu'à présent, nous avons caractérisé le chargement d'une suspension par sa fraction volumique en particules, qui est le rapport entre le volume propre des particules solides et le volume total disponible. Une autre possibilité est d'introduire le diamètre des particules (D_p) et la distance moyenne entre elles (L). C'est l'approche qu'adoptait Quemada (1996) en définissant les trois domaines suivants :

➤ $L \gg D_p$

Les particules sont libres de se déplacer dans la phase continue sans interagir les unes avec les autres. Leur probabilité d'entrer en collisions est donc très faible. Le comportement global de la suspension est proche de celui de la phase liquide seul.

➤ $L \approx D_p$

Les chocs et interactions entre particules sont beaucoup plus nombreux et leur influence sur le comportement global de la suspension devient non négligeable. Le comportement d'une particule est fortement influencé par la présence d'autres particules.

➤ $L \ll D_p$

Les interactions entre particules déterminent le comportement macroscopique de la suspension (DARBOURET, 2005).

II.3 Influence de mouvement brownien sur la viscosité

En ce qui concerne le mouvement brownien, des résultats très caractéristiques ont été obtenus par Kieger (1972) sur des particules mono dispersées de 1 μm de diamètre.

Sur la figure ci-dessous, on a rapporté la viscosité d'une suspension concentrée ($C=50\%$) en fonction de taux de cisaillement réduit $\mu_0 G a^3 / K T$ on voit que la viscosité présente deux valeurs extrêmes, l'une à forte viscosité pour les faibles cisaillements, l'autre à faible viscosité pour les forts cisaillements réduits. on a un comportement non newtonien fluidifiant.

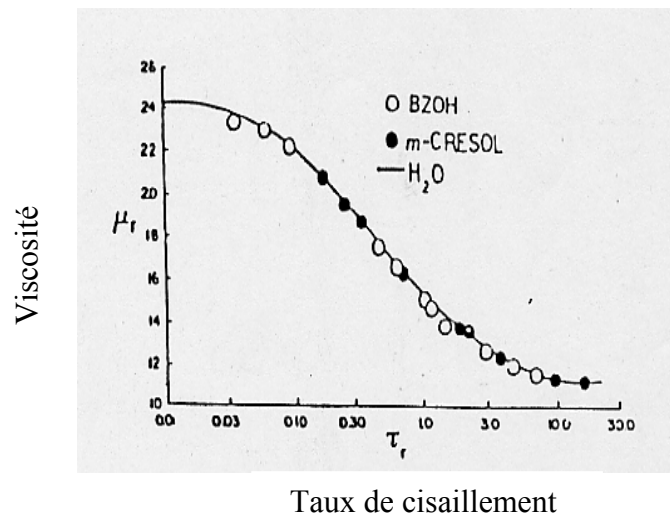


Figure III.3 : Evolution de la viscosité relative avec le taux de cisaillement réduit.

(BENGHANEM, 2003).

II.4 Influence des types d'écoulement sur la viscosité

D'autres résultats intéressants qui montrent l'influence du type d'écoulement ont été obtenus par Pazold (1980). Ce dernier a étudié des sphères mono dispersées (de quelques dizaines de μm) dans des écoulements simples ou de type élongationnel (obtenus en faisant couler la suspension à travers un orifice). On voit dans la figure ci-dessous, que la nature de l'écoulement a peu d'importance jusqu'à 30 % de concentration, mais au-delà, un écart important de sens variable se produit.

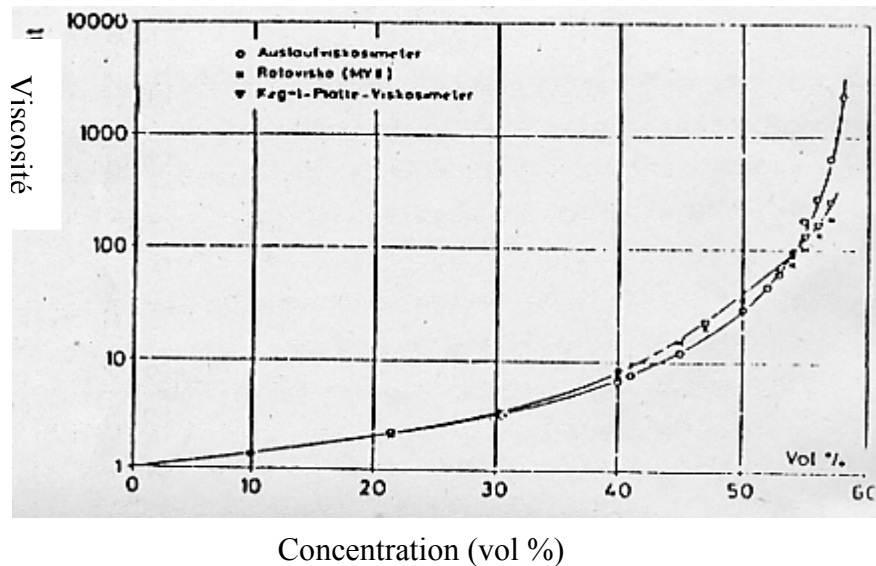


Figure III.4 : Viscosité relative des suspensions mono dispersées de sphères dans un écoulement de cisaillement simple (BENGHANEM, 2003).

III. RHEOLOGIE DES MATIERES EN SUSPENSION

III.1 Notion Sur La Rhéologie

D'une manière générale la rhéologie est une discipline qui traite de l'écoulement et les déformations des matériaux sous l'action de contraintes. La rhéologie a été développée pour décrire les propriétés de matériaux au comportement mal défini et intermédiaire entre celui du solide élastique parfait et celui du fluide newtonien.

III.1.1 Contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement (notée τ) est la grandeur dynamique fondamentale en rhéologie. Elle définit par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{dF}{dS} \quad (\text{III.3})$$

τ : représente une force par unité de surface, elle s'exprime en newton par m^2 ou bien plus commodément en Pascal (Pa) et dS est la surface élémentaire de l'entité considérée (TIXIER, 2003).

III.1.2 Déformation et vitesse de cisaillement.

Ces deux grandeurs constituent les grandeurs cinématiques fondamentales en rhéologie.

La déformation de cisaillement est définie par l'équation ci-dessus :

$$\gamma = \frac{du(x,t)}{dx} \quad (\text{III.4})$$

Cette grandeur est sans dimension, elle ne dépend pas du déplacement $u(x, t)$ lui-même mais de la variation de ce déplacement lorsqu'on passe d'une couche à une couche infiniment voisine.

L'expression de la vitesse de cisaillement ($\dot{\gamma}$) est donnée par l'équation (III.5) Il s'agit de la dérivée par rapport au temps de la déformation de cisaillement.

$$\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt} \quad (\text{III.5})$$

L'écoulement des fluides newtoniens est le cas le plus simple que l'on puisse trouver, dans ce cas, vitesse de cisaillement et contrainte de cisaillement sont reliés par une loi linéaire, la pente de la droite alors obtenue en traçant le rhéogramme est la viscosité du fluide. Par exemple les gaz, liquides usuels et solutions de molécules de faible poids moléculaire ont un comportement newtonien (figure III.6).

La majorité des fluides présentent toutefois des comportements non newtoniens font appel à l'utilisation de modèles rhéologiques plus complexes pour décrire leur comportement (TIXIER, 2003).

III.1.3 Fluides à contrainte critique.

Cette catégorie de fluides est aussi communément désignée par l'appellation fluide plastique, la figure III.5 donne une vue des courbes d'écoulement les caractérisant. Il s'agit de fluides ne s'écoulant pas avant qu'il leur soit appliqué une contrainte de cisaillement minimale (contraint seuil).

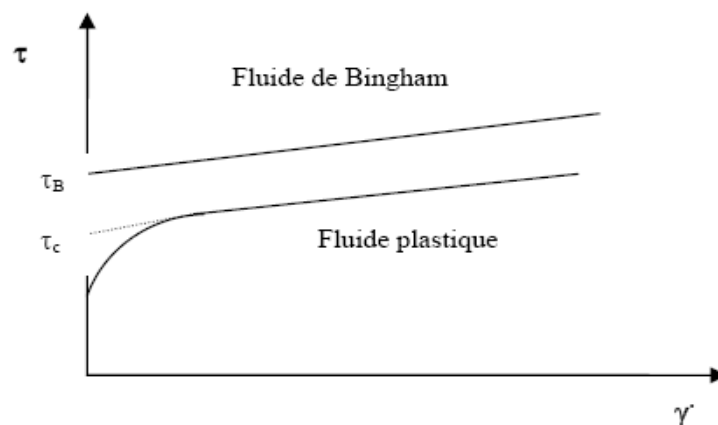


Figure III.5 : Courbes d'écoulement de fluides présentant une contrainte critique.

Le tableau III.2 récapitule les principales lois d'écoulement rhéologiques utilisées pour décrire le comportement de tels fluides.

Tableau III.2 : Modèles rhéologiques décrivant l'écoulement de fluides à contrainte critique.

Modèle	Loi rhéologique
Bingham	$\tau = \tau_B + \mu_B \cdot \dot{\gamma}$
Herschel-Bulkley	$\tau = \tau_H + K \cdot \dot{\gamma}^n$
Casson général	$\tau^n = \tau_C^n + (k_c \cdot \dot{\gamma})^n$
Casson	$\tau^{1/2} = \tau_C^{1/2} + (k_c \cdot \dot{\gamma})^{1/2}$

Le modèle d'Herschel-Bulkley est celui permettant de décrire la plupart des fluides plastiques.

Le modèle de Bingham est le plus simple de ces modèles, le fluide de Bingham s'écoule lorsqu'un seuil minimal de contrainte τ_B est dépassé. Ce modèle permet de décrire le comportement rhéologique de nombreux matériaux (boues de forage, peintures à l'huile, certaines graisses...) (TIXIER, 2003).

III.1.4 Fluides sans contrainte critique.

La figure III.6 présente les courbes d'écoulement des deux principales catégories de fluides sans contrainte critique, à savoir les fluides pseudo-plastiques (ou rhéofluidifiants) et les fluides dilatants (ou rhéoépaississants).

Pour les fluides pseudo-plastiques, le rapport $\tau / \dot{\gamma} = \mu_{app}$ (viscosité apparente) est à peu près constant pour les plus faibles valeurs de vitesse de cisaillement imposées et vaut μ_0 . Ce rapport décroît ensuite progressivement lorsque la vitesse de cisaillement augmente (d'où le nom de rhéofluidifiants), jusqu'à atteindre une valeur de viscosité limite (μ_∞).

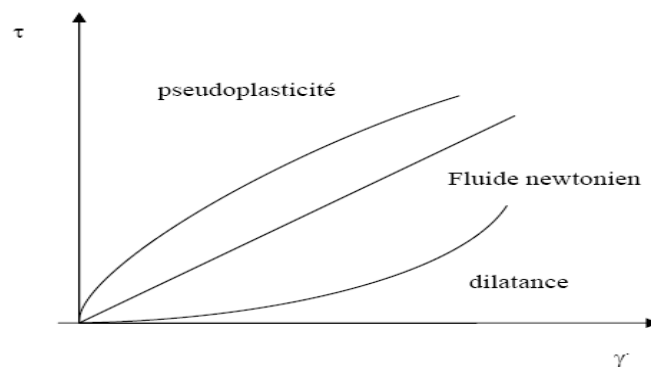


Figure III.6: Courbe d'écoulement des principales catégories de fluides sans contrainte critique. Les principales lois rhéologiques décrivant le comportement de tels fluides sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3: Lois rhéologiques de fluides ne présentant pas de contrainte critique.

Modèle	Loi rhéologique
Ostwald de Waele	$\tau = k \cdot \dot{\gamma}^n$
Ellis	$\tau = [\mu_0 / (1 + (\tau/\tau_{1/2})^{\alpha-1})] \cdot \dot{\gamma}$
Sisko	$\tau = \mu_0 \cdot \dot{\gamma} + k \cdot \dot{\gamma}^n$
Reiner Phillipoff	$\tau = [\mu_\infty + ((\mu_0 - \mu_\infty) / (1 + (\tau/\tau_s)^2))] \cdot \dot{\gamma}$
Prandtl-Eyring	$\tau = \tau_0 \text{sh}^{-1}(\tau_0 \cdot \dot{\gamma})$
Carreau	$\tau = [\mu_\infty + (\mu_0 - \mu_\infty) \cdot (1 + (\lambda \dot{\gamma})^2)^{(n-1)/2}] \cdot \dot{\gamma}$
Cross	$\tau = [\mu_\infty + (\mu_0 - \mu_\infty) / (1 + \dot{\gamma} t_1)^p] \cdot \dot{\gamma}$

Parmi ces modèles d'écoulement, la loi d'Ostwald de Waele est la plus communément utilisée. Dans ce modèle, k est appelée la consistance du fluide et l'écart de l'exposant n (ou indice d'écoulement) à l'unité ($0 < n \leq 1$) traduit la non-perfection visqueuse du fluide considéré. Parmi les fluides présentant un comportement pseudo plastique, on compte les suspensions de particules asymétriques, les ciments, les colles, certaines peintures ...

Les fluides dilatants obéissent également à une loi puissance d'Ostwald, mais avec $n > 1$, la viscosité apparente croît avec la vitesse de cisaillement qui augmente. Cette catégorie de fluides est beaucoup plus rare que les fluides pseudo-plastiques, elle se rencontre essentiellement pour des suspensions à forte teneur en matière solide (concentrations volumiques supérieures à 50 %) (TIXIER, 2003).

III.1.5 Fluides à comportement thixotropes.

La consistance de tels fluides dépend aussi bien de la vitesse de cisaillement que de la durée du cisaillement. Dans ces conditions, la viscosité apparente n'est plus fixée pour une valeur donnée de la contrainte ou de la vitesse de cisaillement mais dépend également du paramètre temps. Ainsi, l'écoulement d'un matériau peut être facilité par une agitation préalable de l'échantillon à étudier. La méthodologie utilisée pour déterminer le caractère thixotrope de fluides consiste le plus souvent en l'application d'un cycle de cisaillement montée-palier-descente (cisaillement croissant-cisaillement constant-cisaillement décroissant) (figure III.7).

Les fluides thixotropes sont des fluides qui subissent une désorganisation de leur structure par cisaillement. Leur viscosité diminue alors peu à peu avec le temps, pour une contrainte exercée constante (TIXIER, 2003).

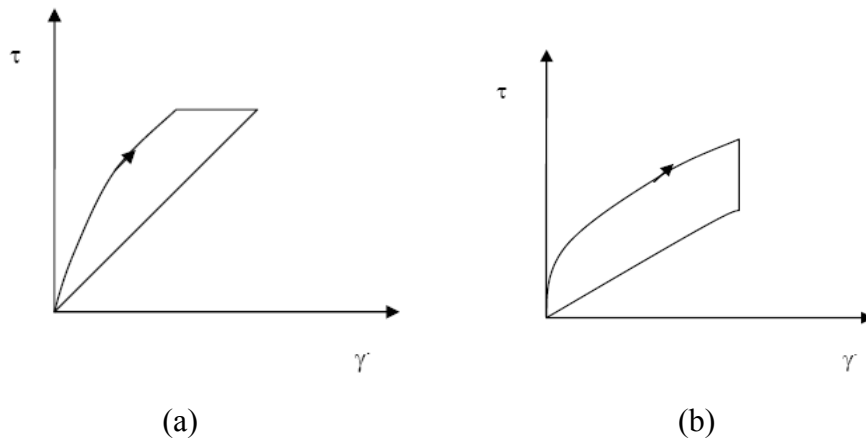


Figure III.7 : Cours d'écoulement enregistrés par un rhéomètre

(a): à contrainte imposée.

(b) à vitesse de cisaillement imposée.

III.2 Quelques rhéogrammes pour différents types de suspension

Après avoir présenté les différentes lois d'écoulement des fluides, voici quelques rhéogrammes pour certaines matières en suspension.

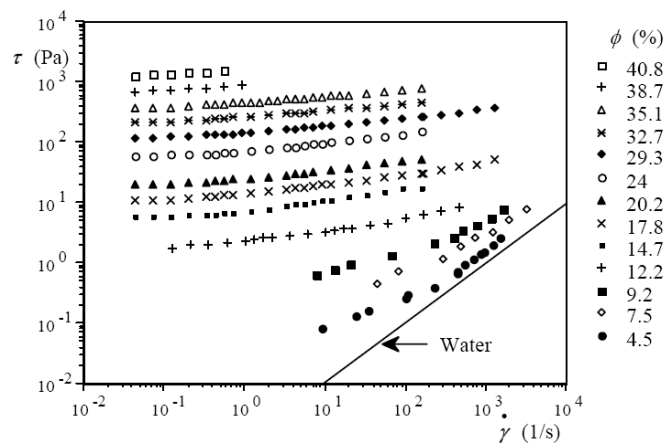


Figure III.8 : Courbes d'écoulement d'une suspension eau-argile à différentes concentrations solides.

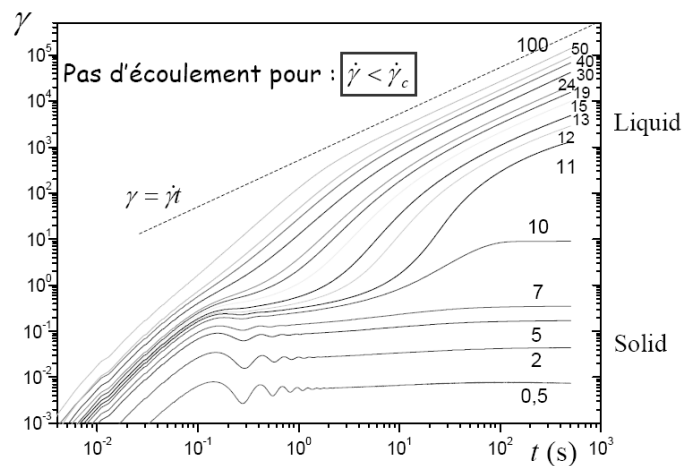


Figure III.9 : Courbes d'écoulement pour la Suspension de bentonite

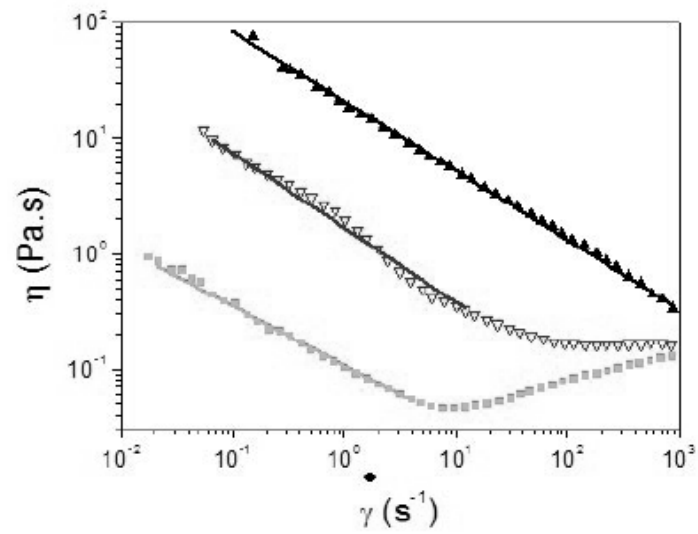


Figure III.10 : Viscosité en fonction du taux de cisaillement du ciment (LOOTENS, 2004).

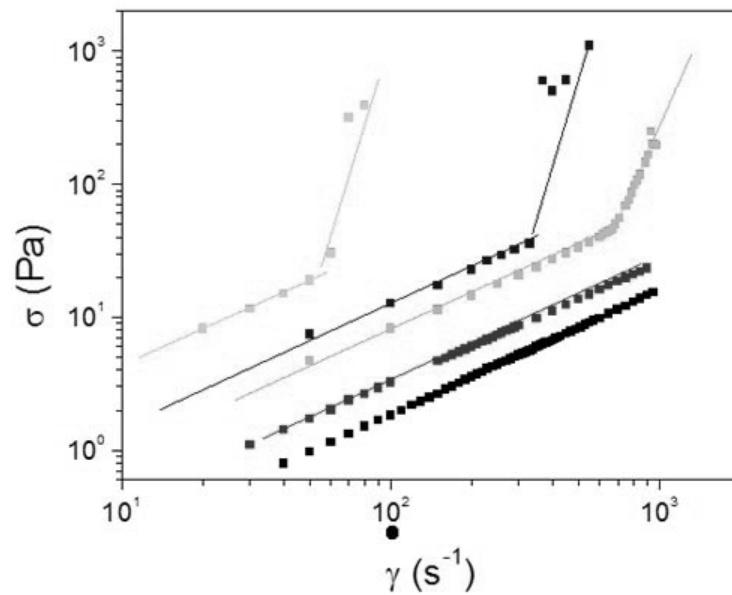


Figure III.11 : Effet de la fraction volumique des particules de silice en fonction de la vitesse de cisaillement. (LOOTEN, 2004).

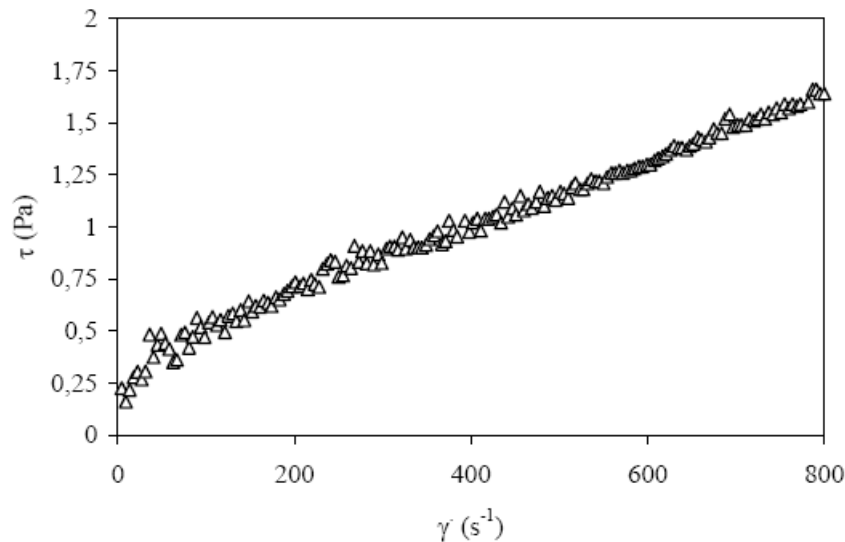


Figure III.12 : Rhéogramme type de boue activée, échantillon C1, MES = 4,6 g.L-1

IV ETUDE EXPERIMENTALE SUR LE COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DE SUSPENSION

Un exemple de l'approche expérimentale est celui présenté dans les travaux de M^{er} **BEN GAHNEM** « Etude expérimentale du comportement rhéologique et hydrodynamique des matières en suspension » dont le but est de viser d'une manière expérimentale l'évolution de la vitesse de chute des matières en suspension en fonction de la concentration, ainsi que l'influence de cette dernière sur le comportement rhéologique.

IV.1 Approche de base

Dans un écoulement de fluide les particules solides sont maintenues en suspension cela due à la turbulence tant que la contrainte turbulente verticale est supérieure à la vitesse de chute, dans le cas contraire elle décante avec une vitesse de chute exprimée généralement par la lois de Stokes (BENGAHNEM, 2003).

La suspension résultante de la superposition de deux phénomènes :

- la tendance des particules à tomber (chute)
- le soulèvement du à la turbulence.
- concept de convection –diffusion (lois de **FICK**) .

IV.2 Manipulation

L'objectif principal est de déterminer expérimentalement le comportement rhéologique de la suspension constituée de particules de vase du barrage et ainsi la vitesse de chute en fonction de l'évolution temporelle de la concentration et déduire le phénomène de tassement. La présente étude est faite sur des échantillons de vase du barrage de FOUM ELGHARZA prélevé à l'aval du barrage et préparés au laboratoire (BENGHANEM, 2003).

La vase du barrage est constituée essentiellement de marne, gypse calcaire et sable. La courbe granulométrique des échantillons prélevés, sont montre dans la courbe suivante :

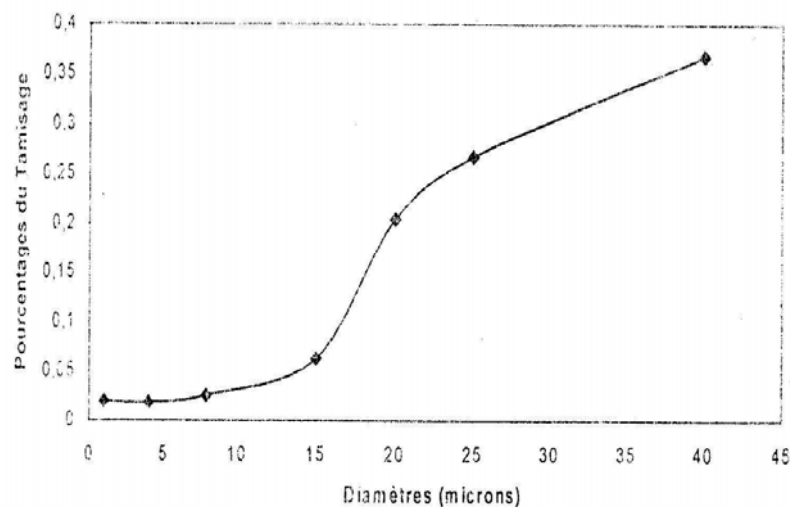


Figure III.13 : Courbes granulométrique de la vase.

a) Etude expérimentale de la vitesse chute :

L'objectif de cette phase est d'étudier la vitesse de chute en fonction de la concentration. L'expérimentation a été faite sur dix tubes gradués de 06 cm de diamètre et de 1 m de hauteur, ces tubes sont maintenus verticalement.

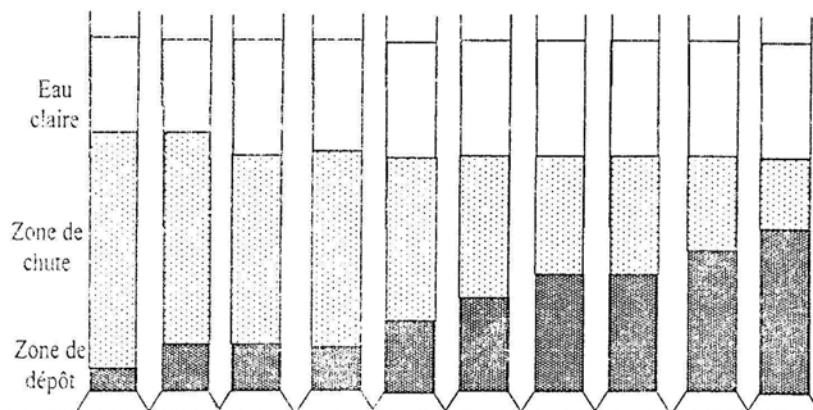


Figure III.14 : Dispositifs expérimentaux pour l'étude de la sédimentation.

Après la préparation des échantillons, la vase a été introduite dans les tubes avec trois séries de concentration.

- **1^{er} série** : faible concentration : $C=3\text{g/l}$, 6g/l et 10g/l .
- **2^{ème} série** : moyenne concentration : $c=20\text{g/l}$, et 50g/l .
- **3^{ème} série** : forte concentration : $c=100\text{g/l}$, 150g/l et 200g/l .

Après un certain temps, on distingue trois zones, une zone d'eau claire, une zone de suspension et une zone de dépôt (BENGHANEM, 2003).

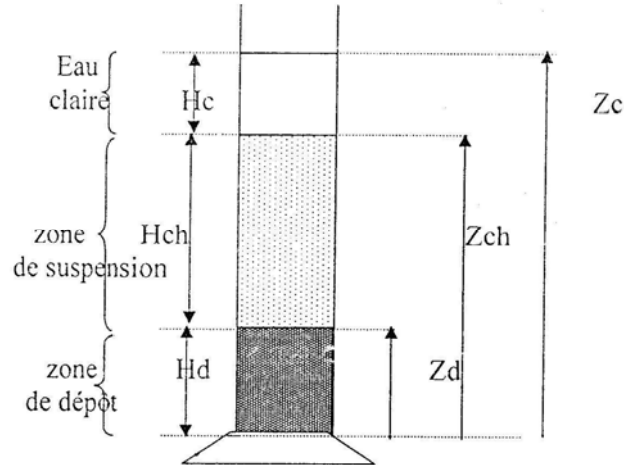


Figure III.15 : les différentes zones.

Pour chaque concentration, l'évolution temporelle de chaque zone (Z_c , Z_{ch} , Z_d) est suivie. Après un certain temps la zone de chatte dans les tubes de solution a disparu.

Nous n'observons que la zone de l'eau claire et la zone de dépôt.

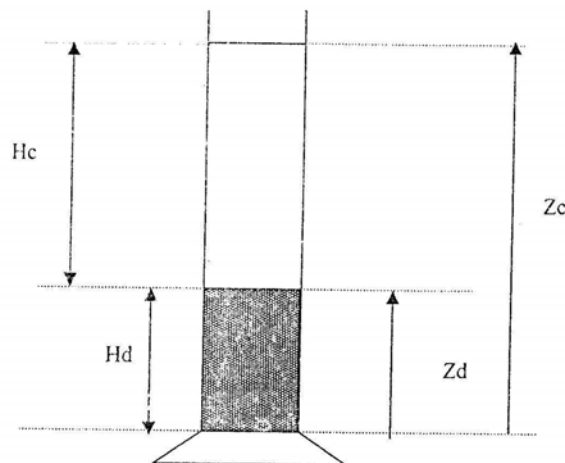


Figure III.16 : Disparitions de la zone de suspension

b) Étude expérimentale pour les mesures rhéologiques

L'objectif de ces mesures est la détermination expérimentale à partir de grandeur macroscopique (coulée, vitesse) de la loi de comportement de la vase en question. Cette loi de comportement relie le tenseur des taux de déformation au tenseur de contrainte, Cette

recherche se réduit à une relation entre la contrainte tangentielle de cisaillement noté τ , et le gradient de cisaillement.

La détermination du comportement rhéologique de la vase en suspension a été fait sous différentes concentrations.

IV.3 RESULTAT ET DISCUSSIONS

Le comportement rhéologique des matières en suspension est complexe, et fait intervenir deux phénomènes ; la turbulence caractérisée par le flux de transport solide des matières inversement proportionnelle au gradient de la concentration (phénomène d'homogénéisation) et le phénomène gravitaire lié à la vitesse de chute et ayant tendance à augmenter la concentration vers le bas. La juste exposition des ces phénomènes a permis d'élaborer l'équation de la suspension dont l'intégration suppose la vitesse de chute constante. L'étude en question démontre que la vitesse de chute varie en fonction de la concentration et a une grande influence sur le comportement rhéologique des mélanges (eau sol) tout en étudiant la variation de la viscosité dynamique en fonction de la concentration, deux zones apparaissent, à faible concentration, la mixture se comporte comme un fluide newtonien, par contre pour les fortes concentrations, elle tend vers un comportement pseudo plastique (BENGHANEM, 2003).

Ces résultats peuvent améliorer l'estimation de la contrainte de cisaillement ainsi le phénomène du tassement de la vase.

CHAPITRE IV DYNAMIQUE DU TRANSPORT SOLIDE

Chapitre IV : Dynamique du transport solide

GENERALITES

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 (BESSENASSE, 2004).

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

- Ecoulements turbulents 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.

Tous les modèles sont fondés généralement sur les équations qui décrivent la phase liquide et la phase solide à savoir :

- Equation de continuité liquide.
- Equation de conservation de quantité de mouvement.
- Equation de continuité solide.
- Equation de transport du sédiment.
- Équation décrite la dissipation due aux frottements, (équation de Chézy, Manning...).

I. CLASSIFICATION SUIVANT LES MODELES

Dans cette optique, il y a deux grandes classes de modèles traitant le transport solide qui sont (BESSENASSE, 2004).

- 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.

I.1. Les modèles eulériens

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

I.1.1 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. 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 :

$$\frac{\partial s}{\partial t} + p \frac{\partial s_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_1 \quad (\text{IV.1})$$

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

Avec :

- ✓ 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:

$$(1-p) \frac{\partial s_f}{\partial t} = \frac{\partial Q_s}{\partial x} + q_{sl} \quad (\text{IV.3})$$

Avec:

- ✓ 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 :

$$(1-p) \frac{\partial s_f}{\partial t} = E + q_{sl} \quad (\text{IV.4})$$

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 :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + v_c \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} - \frac{1}{s} \frac{\partial}{\partial x} \left[s k_c \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right] = E \quad (\text{IV.5})$$

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 .

B 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.

I.1.1 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, considérés 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. 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 particules solides 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.

II Distinction suivant les approches

Il existe deux approches représentant la suspension solide qui sont :

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

II.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.

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 ou les vitesses sont mesurées en des points fixes.

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 :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + u_i \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\kappa \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i} \right) \quad (\text{IV.6})$$

Où ;

κ : est la diffusité turbulente qui dépend de l'état de la turbulence. κ est relié à la viscosité turbulente par la relation :

$$\kappa = \frac{V_t}{\sigma_c} \quad \text{Où}$$

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 (1937) on aboutit à la formule de Rouse:

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

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 citer, sont les plus largement utilisés en pratique. 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.

II.2. Approche particulière Lagrangienne

La description particulière 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 (BESSENASSE, 2004).

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 la trajectoire de particules solides.

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

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE V FORMULATION MATHÉMATIQUE DU PHÉNOMÈNE

Chapitre V : Formulation mathématique du phénomène

I FORMULATION DU PHENOMENE ET HYPOTHESES D'ETUDE

Dans la majorité des études faite sur le transport solide par charriage ou en suspension, était abordé en tant que phénomène hydrodynamique (BERGOUT, 2000).

Notre étude se base dans une phase stationnaire de l'écoulement diphasique liquide-solide, dont le volume d'eau de la retenue est supposé immobile où l'ensemble des sédiments très fins piégés se trouve en suspension, il s'agit en effet de suivre la décantation des sédiments dans ce volume d'eau qui est en fait, la phase finale du processus de sédimentation ou de l'envasement. Dans ce processus de décantation, nous avons une zone de dépôts au fond surmontée d'une couche d'eau claire dépourvue de sédiments. Nous avons donc à faire à un bassin de décantation et à suivre l'évolution de la couche de dépôt et de la hauteur d'eau claire. A cet effet, nous établirons le système d'équations qui conduit à ces deux paramètres en faisant intervenir d'une part, la variation temporelle de concentration et d'autre part la vitesse de chute de sédiments fins.

II. HYPOTHESES DE BASE

- L'hypothèse d'écoulement unidimensionnelle consiste à dire que les paramètres vitesse et concentration sont les mêmes dans une section (éventuellement) orthogonale aux lignes de courant.
- Ecoulement stationnaire.
- L'effet de la turbulence n'intervient pas dans le processus de décantation des sédiments.
- La vitesse de chute des particules solides est donnée par la (équation V.4), elle a été prise égale à celle en eau calme et considérée constante suivant la verticale.
- Les alluvions qui constituent le lit sont de granulométrie homogène.
- Le débit est supposé le même (constant) tout le long de longueur du déplacement de la particule solide.
- Le volume d'eau déplacer est grossièrement tronconique (équation V.6).
- Les paramètres (diamètre et masse volumique) des particules solides sont homogènes et constants dans le temps et en espace.
- La surface libre est supposée horizontale.

III DEFINITION DU PROBLEME

Comme nous venons de l'indiquer notre étude concerne un processus de décantation des sédiments très fins dans une retenue suite à un apport d'un débit chargé. Notre retenue est simulée à une telle configuration (tronconique) qui est représentée par le schéma ci-dessous :

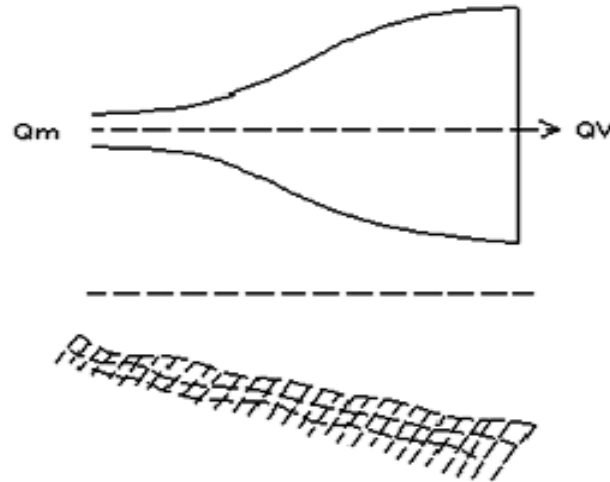


Figure V.1 : Sections tronconiques

A la section d'entrée de la retenue arrive un débit $Q_m(t)$ avec une concentration $C(t)$ où

$$Q_{sm} = Q_m(t) \cdot C \quad (V.1)$$

Q_m : débit liquide, Q_{sm} débit des matières solides, C : concentration des matières en suspension

En admettant maintenant que les particules solides sont emportées longitudinalement sous glissement, leur vitesse longitudinale est $V(x, t)$ à leur passage dans le profil d'abscisse x .

Si $Q(x, t)$ est le débit, la section du profil (section mouillée) est $S(x)$, la vitesse orthogonale sera donc :

$$V(x, t) = \frac{1}{S(x)} Q(x, t) \quad (V.2)$$

Les particules solides ont aussi une vitesse de chute qui dépend de leur taille Admettant que cette vitesse de chute est donnée par la formule de Stokes :

$$V_c = \frac{gD^2}{18\nu} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \quad (V.3)$$

ρ : Masse volumique de la phase liquide

ρ_s : Masse volumique de la phase solide

ν : viscosité cinématique du fluide

Expérimentalement la vitesse de chute peut être exprimée sous une forme plus simple :

$$V_c = 10^6 D^2 \text{ (m/s)} \quad (\text{V.4})$$

D: Diamètre des particules solides

III.1 Temps de parcours

Le temps de parcours de petits grains de l'amont vers l'aval est :

$$t^* = \int_0^L \frac{dx}{V(x)} = \int_0^l \frac{dx}{\frac{Q(x,t)}{S(x)}} = \int_0^L \frac{S(x)dx}{Q(x,t)}$$

Si le débit est supposé le même tout le long du déplacement de la particule, on arrive à :

$$t^* = (1/Q(t(x))) \int_0^L d\Omega$$

Où, $\Omega(x)$: volume entre l'entrée et le profil d'abscisse x, Pour arriver au barrage le temps est alors :

$$t^* = \frac{1}{Q} \Omega_{total} \quad (\text{V.5})$$

On suppose que le volume est grossièrement tronconique alors :

$$\Omega = \frac{l}{3} (S_m + \sqrt{S_m \cdot S_v} + S_v) \quad (l=x) \quad (\text{V.6})$$

S_m : section d'entrée (initiale)

S_v : section correspondante à l'abscisse x

III .2 Hauteur d'eau claire (décantée)

Dans des conditions bien déterminées, il ne pourra y avoir décantation que si certaines particules se trouvent déportées par les aléas turbulents vers des zones d'eau morte ou de rouleaux indépendants (BERKANI, 2006).

Avec l'hypothèse de débit constant (Q), la formule de la hauteur d'eau claire sera :

$$h_c = \frac{10^6 D^2 \Omega}{Q} \quad (\text{V.7})$$

Avec l'hypothèse Q constant.

h_c : hauteur d'eau claire (eau clarifiée)

Avec l'hypothèse du volume tronconique :

Ω : est lié à x, c'est le volume compris entre l'entrée et le profil d'abscisse curviligne (x).

Selon la théorie de THALLES (figure ci-dessous)

$$\Omega = \frac{x}{3} \left(S_0 + S_0 \left(1 + \frac{x}{d}\right) + S_0 \left(1 + \frac{x}{d}\right)^2 \right) \Rightarrow \Omega = S_0 x \left(1 + \frac{x}{d} + \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d}\right)^2 \right)$$

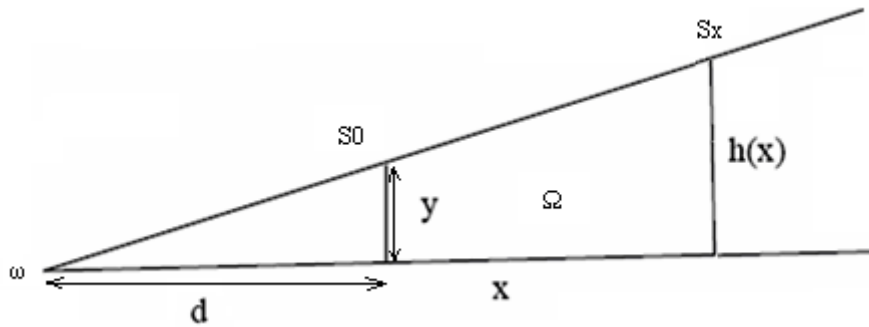


Figure V.2 : théorème de Thalès

S_0 : Section d'entrée :

ω : singularité (point de départ) à partir de laquelle la phénomène en question commence à se reproduire.

d : Distance entre ω et S_0

Finalement la hauteur décantée est :

$$hc = 10^6 \frac{D^2}{Q} S_0 \cdot x \left[1 + \frac{x}{d} + \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d}\right)^2 \right] \quad (\text{V.8})$$

III.3 Estimations grossières de la masse déposée

Si on admet l'hypothèse que les lignes de courant divergent à partir du point ω , en négligeant la turbulence, on suppose par conséquent qu'à $hc(x)$ correspond à une hauteur y , au-dessus du fond dans la section d'entrée, à l'abscisse $x = 0$, (BERKANI, 2006).

$$y = hc(x) \cdot \frac{d}{x+d} \quad (\text{V.9})$$

Si $C(t)$: est la concentration supposée homogène à l'entrée, pendant le temps dt , il rentre :

$$C(t) dt \frac{S(y)}{S_0} Q$$

On peut même affirmer : les particules contenues dans la tranche dy située à la hauteur y seront déposées à la distance x telle que :

$$hc(x) = y \cdot \frac{x+d}{d}$$

Soit : $10^6 \frac{D S_0 x}{Q} \frac{1}{3} \left[1 + \left(1 + \frac{x}{d}\right) + \left(1 + \frac{x}{d}\right)^2 \right] = y \left(1 + \frac{x}{d}\right)$ d'où, la fonction inversée $y(x)$ est :

$$y = \frac{10^6 D^2 S_0}{3Q} x \left(\frac{1}{1 + \frac{x}{d}} + 1 + \left(1 + \frac{x}{d}\right) \right)$$

A dy correspond un dx , sur la distance dx entre deux profils, il en résulte une masse solide:

$$C(t) \frac{dt}{S_0} Q \frac{ds}{dy} dy$$

Et si le débit reste constant tout au long du graphe $C(t)$, la masse accumulée entre x et dx sera :

$$dm = \frac{Q}{S_0} \left(\int_0^t C(t) dt \right) \frac{ds}{dy} dy \quad (\text{V.10})$$

Avec toutes les hypothèses, on peut écrire dy en fonction de dx

$$dy = \frac{10^6 D^2 S_0}{3Q} \left(\frac{1}{1 + \frac{x}{d}} + 1 + \left(1 + \frac{x}{d}\right) - \frac{\frac{x}{d}}{\left(1 + \frac{x}{d}\right)^2} + \frac{x}{d} \right) dx$$

et avoir aussi taux d'accumulation :

$$dm = \frac{10^6 D^2}{3} \left(\int_0^t C(t) dt \right) \cdot \frac{ds}{dy}(x) \cdot \left(2 \left(1 + \frac{x}{d}\right) + \frac{1}{\left(1 + \frac{x}{d}\right)^2} \right)$$

Si on suppose la section d'entrée grossièrement rectangulaire $\frac{ds}{dy} = B_0$

B_0 : hauteur de la section d'entrée

Y : largeur de la section d'entrée

$$\frac{dm}{dx} = \frac{10^6 D^2}{3} B_0 \left(2 \left(1 + \frac{x}{d}\right) + \frac{1}{\left(1 + \frac{x}{d}\right)^2} \right) \int_0^t C(t) dt \quad (\text{V.11})$$

Vu que l'intégrale $\int_0^t C(t) dt$ est constante par rapport à x , la masse déposée est donnée par

l'équation suivante :

$$m = \frac{10^6 D^2 \cdot B_0}{3} \left(2 \cdot x + \frac{x^2}{d} - \frac{d}{\left(1 + \frac{x}{d}\right)} + C^* \int_0^t C(t) dt \right) \quad (\text{V.12})$$

C^* : constante qui dépend des conditions limites.

Supposant que la masse volumique des matériaux déposés est homogène et constante ($\rho_s = \text{cte}$), la hauteur de dépôt de ces derniers sera :

$$Hd = \left(\frac{m}{\left(\frac{\rho_s}{2}\right) B_0 \cdot x \cdot \left(2 + \frac{x}{d}\right)} \right) \quad (\text{V.13})$$

Récapitulons le système d'équation :

$$hc = 10^6 \frac{D^2}{Q} S_0 \cdot x \left[1 + \frac{x}{d} + \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d}\right)^2 \right] \quad (1)$$

$$m = \frac{10^6 D^2 \cdot B_0}{3} \left(2 \cdot x + \frac{x^2}{d} - \frac{d}{\left(1 + \frac{x}{d}\right)} + C^* \int_0^t C(t) dt \right) \quad (2)$$

$$Hd = \left(\frac{m}{\left(\frac{\rho_s}{2}\right) B_0 \cdot x \cdot \left(2 + \frac{x}{d}\right)} \right) \quad (3)$$

L'équation (1), est simple à modéliser (programmer), le problème réside dans le terme intégrale ($\int_0^t C(t) dt$) de l'équation (2), et l'équation (3)

La solution est de passer par une approche numérique.

IV SUSPENSION A DEUX COMPOSANTES

Dans cette partie on fait la même chose que dans la première partie, la seule différence, est l'étude de deux composantes en suspension :

Le tableau ci-dessous donne quelques indications sur deux composantes (population).

Tableau V.1 : suspension à deux composantes :

facteurs	Population 1	Population 2	Mélange
Dimension caractéristique	D_1	D_1	$m_1 + m_2$
Concentration volumique	C_1	C_2	
Masse	m_1	m_2	
Hauteur d'émission	y_1	y_2	
Temps chute	tc_1	tc_2	

A fin de déterminer les concentrations (C_1 , C_2), on est obligé de passer par la courbe granulométrique, en multipliant, la concentration globale (y compris tout les populations possible) par le pourcentage de la population correspondante.

Si $D_1 < D_2$:

La chute des grains 1 étant plus lente que celle des grains 2 dans le rapport $(D_2/D_1)^2$ des temps de chute .Les grains de la catégorie 1 doivent partir d'un niveau plus bas de la section d'entrée aboutir en même temps sur le fond à l'abscisse x (BERKANI, 2006).

Pour un même x , on a :

$$y_1 = \frac{d \cdot 10^6 D_1^2 S_0}{3Q} \left[\left(1 + \frac{x}{d}\right)^2 - \frac{1}{1 + \frac{x}{d}} \right] \quad (\text{V.14})$$

$$y_2 = \frac{d \cdot 10^6 D_2^2 S_0}{3Q} \left[\left(1 + \frac{x}{d}\right)^2 - \frac{1}{1 + \frac{x}{d}} \right] \quad (\text{V.15})$$

Les masses déposées sont entre x et $x+d$.

Alors :

$$dm = \frac{Q}{S_0} \left[\int_0^t C_1(0, t) dt \cdot B_0(y_1) \cdot dy_1 + \int_0^t C_2(0, t) dt \cdot B_0(y_2) \cdot dy_2 \right] \quad (\text{V.16})$$

$$\text{Avec } dy_1 = \frac{10^6 D_1^2 S_0}{3Q} \left[2 \left(1 + \frac{x}{d} \right) + \frac{1}{\left(1 + \frac{x}{d} \right)^2} \right] dx$$

$$\text{D'où } \frac{dy_1}{D_1^2} = \frac{dy_2}{D_2^2}.$$

On remarque que si la longueur du réservoir est suffisante à partir d'une certaine abscisse, il n'y aura plus de grosses particules (ceci à partir de $y_2(x) \geq h_0$)

Ainsi la composition du dépôt varie brusquement à $x (y_2=h_0) = x_C$.

Si $x < x_C$:

$$dm = 10^6 \left(D_1^2 B_0(y_1) \int_0^t C_1(0,t) + D_2^2 B_0(y_2) \int_0^t C_2(0,t) \right) \varphi \left(\frac{x}{d} \right) \quad (\text{V.17})$$

$$\text{Avec } \varphi = \frac{1}{3} \left(2 \left(1 + \frac{x}{d} \right) + \frac{1}{\left(1 + \frac{x}{d} \right)^2} \right)$$

Si $x \geq x_C$ $dm = 10^6 D_1^2 B_0(y_1) \int_0^t C_1(0,t) \cdot dt \cdot \varphi \left(\frac{x}{d} \right) dx$, ainsi lorsque $x < x_C$, le rapport

de la concentration en x des deux catégories de grain est : $\frac{C_1}{C_2} = \frac{D_1^2 B_0(y_1)}{D_2^2 B_0(y_2)}$.

V APPROCHE NUMERIQUE DE L'INTEGRATION

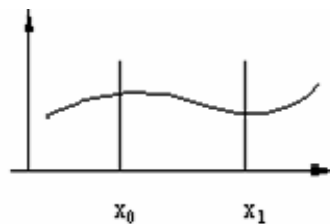


Figure V.3 : Approche d'intégration (Scheid, 1986)

Pour l'intégration numérique ; il existe beaucoup de méthodes approchées tel les que :

- La méthode de trapèzes
- la méthode de rectangles
- Le schéma de Romberg
- Le schéma de Simpson

La méthode utilisée est celle de Simpson.

V.1 Méthode de Simpson

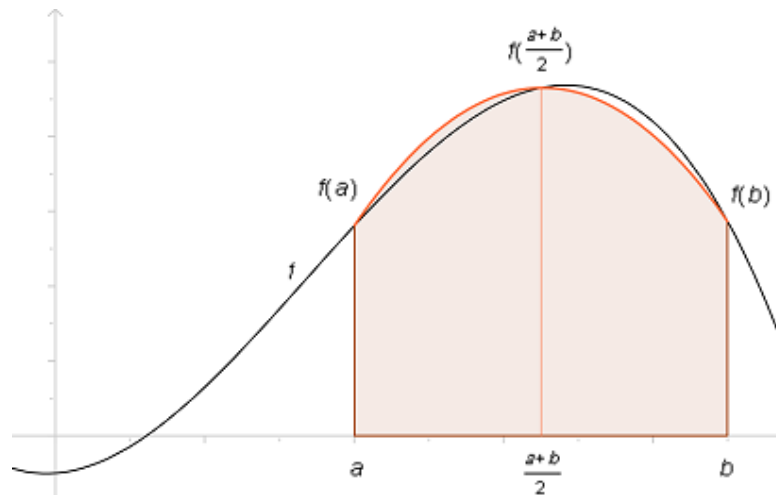


Figure V.4 : Méthode de Simpson

La méthode de Simpson permet de calculer une valeur approchée de l'intégrale

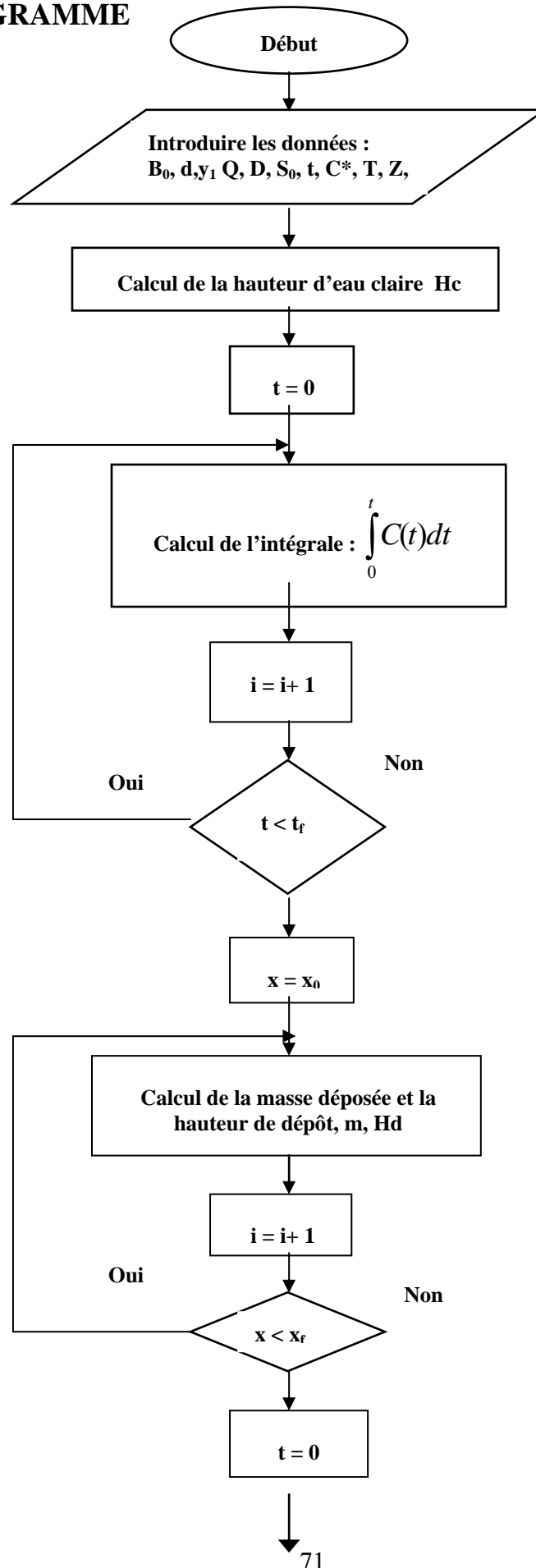
$\int_a^b f(x)dx$ pour toute fonction f continue sur $[a; b]$. Le principe est d'approximer la fonction f

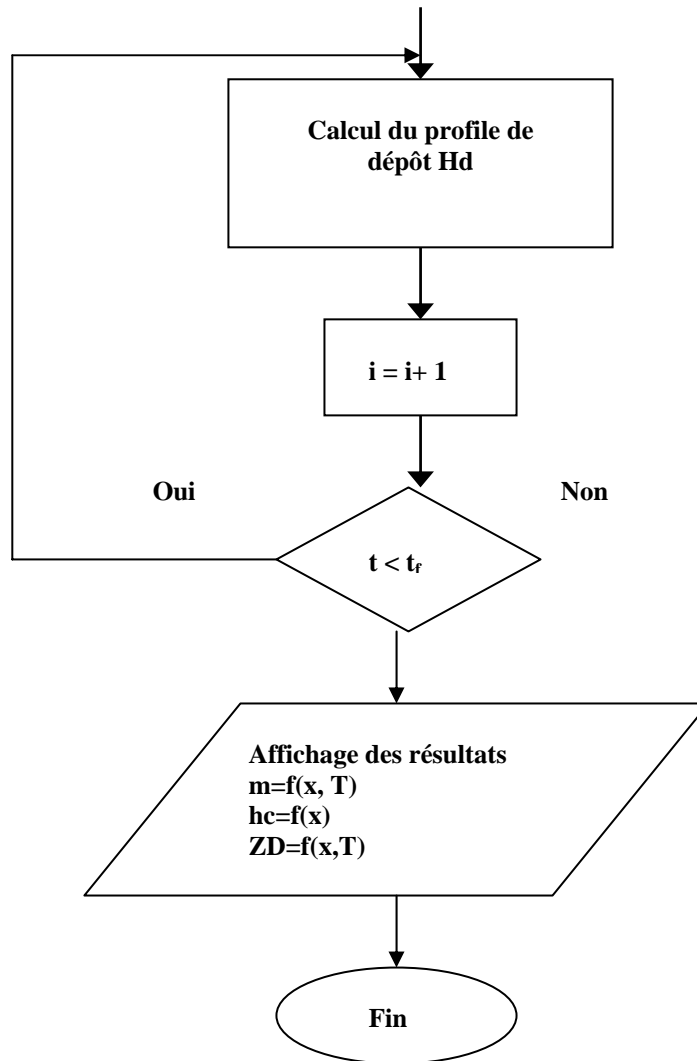
par un polynôme quadratique, qui prend les mêmes valeurs que f en a , b et $(a+b)/2$ (Figure V.4). L'intégration du polynôme sur $[a; b]$ est ensuite triviale, et on obtient donc la formule suivante :

$$I(a,b) = \int_a^b f(x)dx \approx \frac{b-a}{6} \left(f(a) + 4f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right) = J(a,b) \quad (\text{V.17})$$

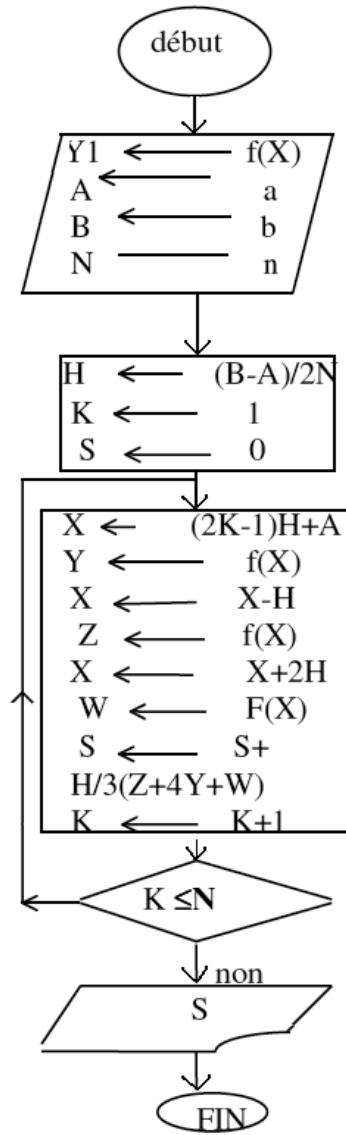
h : pas = $(b-a)/2$

VI ORGANIGRAMME





L'organigramme de l'intégrale $\int_0^t C(t)dt$ est développé ci-dessous :



CHAPITRE VI
APPLICATION SUR LA RETENUE
DE BENI-AMRAN

I .PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1 Bassin d'étude

Le bassin versant étudié est celui de l'Isser (code 09), (figure ci-dessous)

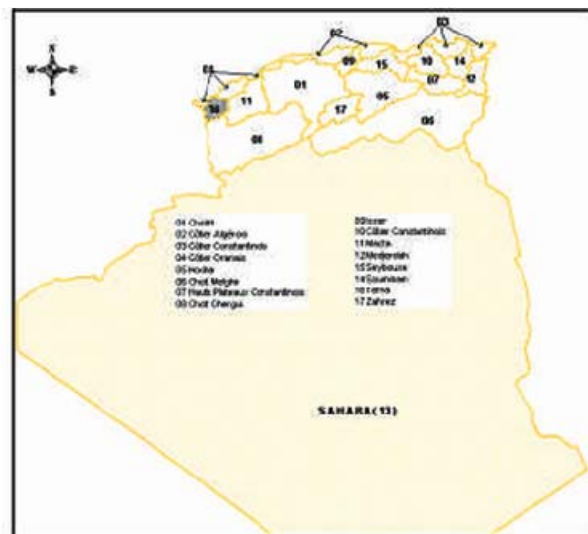


Figure VI.1 : Grands bassins versants du nord Algérien

Ce bassin versant est situé à environ 70 Km au sud Est d'Alger et draine une superficie de 4126 Km², et se situe entre les latitudes 35°90' et 36°85' Nord et les longitudes 2°88' et 3°95' (figure VI.2) (MEDIOUNI, 2006).

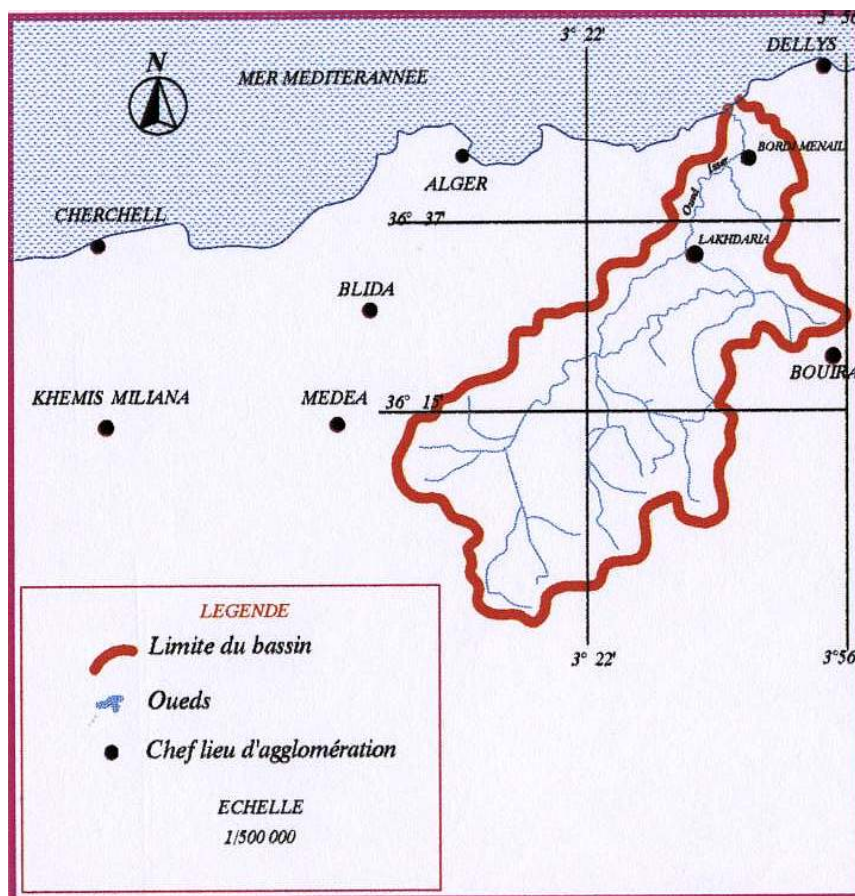


Figure VI.2 : Situation géographique du bassin versant de l'Isser

Le bassin est drainé par deux principaux cours d'eau: Oued Mellah et Oued Isser, et dispose d'un réseau hydrographique assez dense et couvrant une très grande partie du bassin (Figure VI.3). Cette caractéristique favorise le phénomène du transport solide.

Comme de nombreux bassins versants algériens, ce bassin est caractérisé par une irrégularité du régime pluviométrique et le climat y est considéré comme semi-aride.

Sur le cours d'eau supérieur, en amont de la station de « Lakhdaria », la pente moyenne de l'oued est de 4m/Km sachant qu'à l'aval de « Beni - Amrane » la pente est de 1m/Km (MEDIOUNI, 2006).

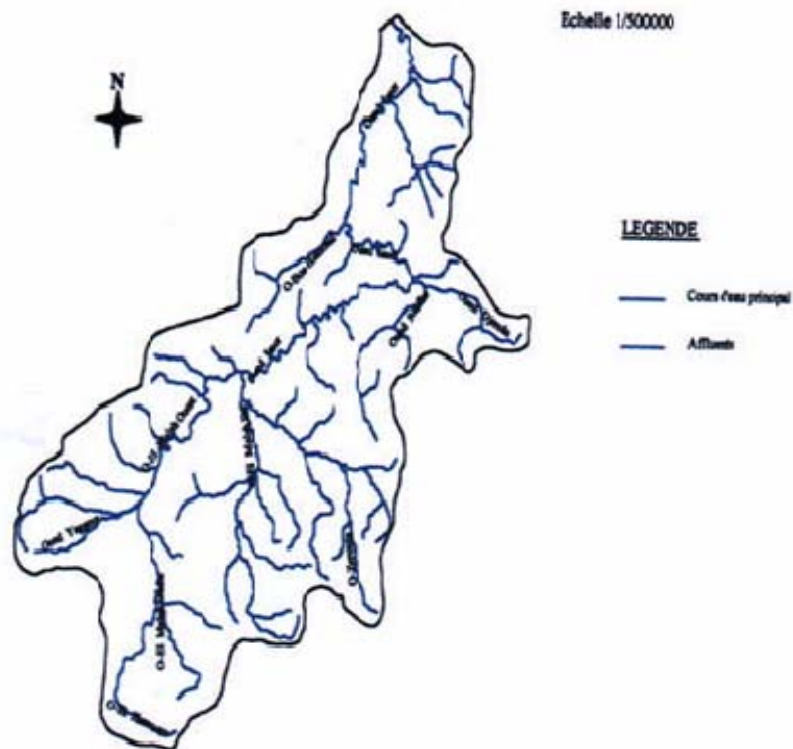


Figure VI.3 : Réseau hydrographique de l'Isser

I.2 Lithologie

La lithologie permet de connaître le degré d'érodabilité et d'exprimer l'effet des formations lithologiques sur le transport solide. Le bassin présente une lithologie d'une extrême sensibilité à l'érosion, car il est constitué en grande partie de formations marneuses (Figure.VI.4).



Figure VI.4 Lithologie du bassin versant de l'Isser

I.3 Couvert végétal

A proximité de Béni-Amrane, le bassin versant comporte une végétation dense essentiellement constituée de broussailles épaisses protégeant une terre végétale légèrement silteuse. Toutefois, plus en amont, la végétation se raréfie et, par endroits, le ravinement est prononcé comme, par exemple, près de Tablat, sur le cours supérieur de l'oued Isser.

Une carte d'occupation du sol du bassin versant a été produite d'après l'interprétation d'une image satellitale (Figure VI.5) (TAOUCHE, 2007).

Les postes suivants sont distingués :

- Végétation arbustive dense
- Végétation arbustive claire
- Prairie
- Culture
- Végétation clairsemée

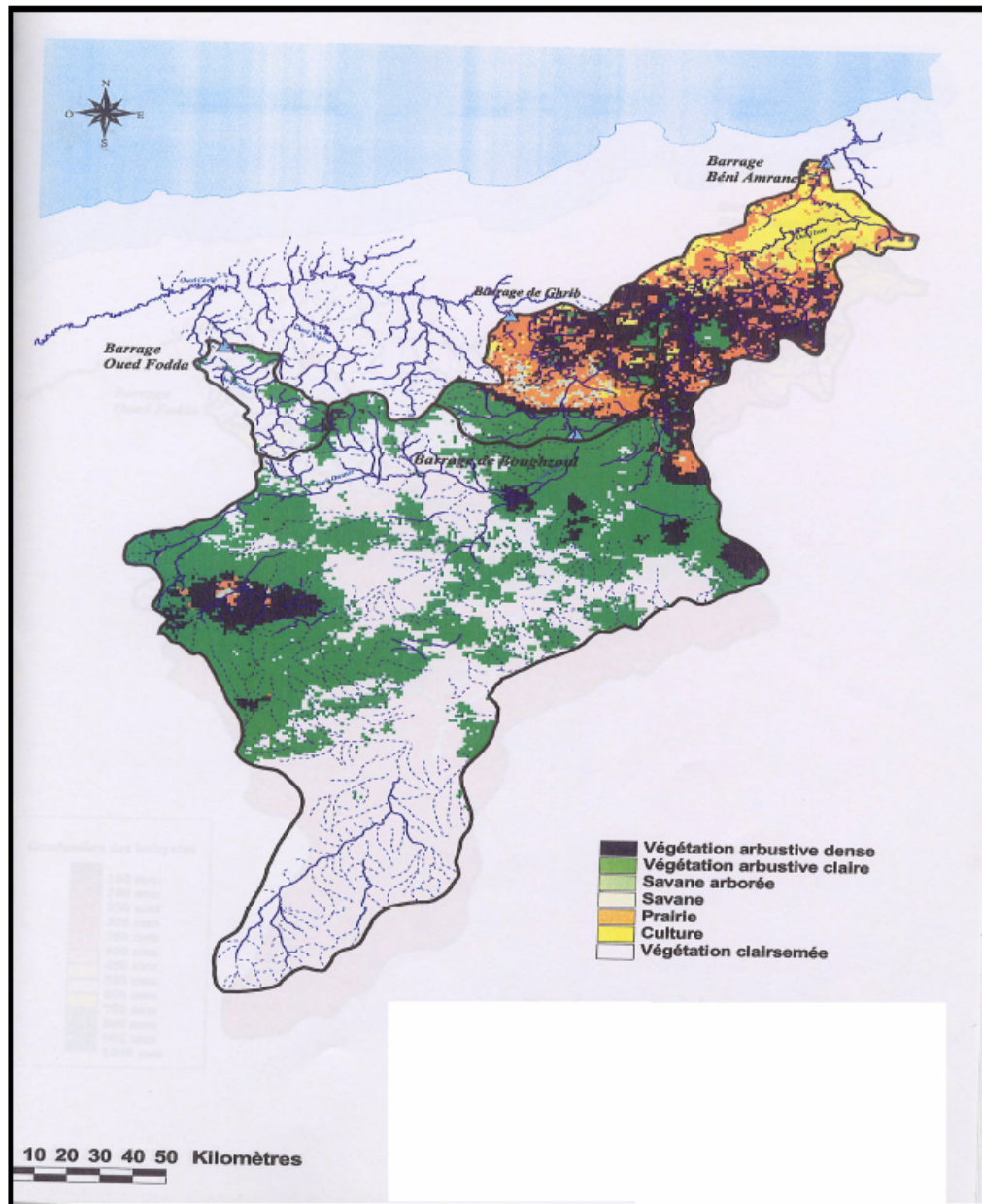


Figure VI.5 : Carte d'occupation du sol.

II. BARRAGE DE BENI-AMRANE

Puisque l'application de notre travail est basée aussi sur les données du barrage de Beni-Amrane, il est important de présenter ce dernier.

Le barrage de Beni Amrane est situé sur l'oued Isser au sud –Est de Boumerdes. Il fait partie du système d'Alimentation en eau potable du grand Alger avec le barrage de Keddara. C'est un barrage en enrochement de volume à sa mise en eau en 1988 d'environ 15,6 millions de m³, et d'une hauteur de 39,5 m. Le barrage de Beni Amrane qui sert comme barrage de décantation pour les eaux de l'oued Isser, acheminées par pompage à la retenue de Keddara. Son bassin versant d'une superficie de 3710 km² est constitué principalement de limons, sables moyens et faibles, ainsi que de gravier, il présente un couvert végétal raisonnable à

proximité du barrage mais qui se raréfie à l'amont sur le cours supérieur de l'oued Isser .Ce dernier transporte une importante charge solide constituée de limons et sable fin d'une concentration moyenne de 16,2 g/l avec des maximums journaliers pouvant atteindre 265g/l. De ce fait l'envasement du barrage est très important. On estime à 1 million de m³ par an l'apport solide moyen. En 1996, la capacité du barrage n'est plus que 7,07 millions de m³, et le volume de vase est estimé à 8,9 millions de m³ en 1998 : soit un taux d'envasement de 56% (MEDIOUNI, 2006).

II.1 Caractéristiques du barrage de Beni-Amrane

Les caractéristiques du barrage de Beni-Amrane sont présentées dans le tableau VI.1 (TAOUCHE, 2007).

Tableau VI.1 : Caractéristiques du barrage de BENI AMRANE

Longueur de la crête du déversoir	102,5 m
Cote du radier des pertuis de chasse	40,0 m
Nombre des pertuis de chasse	6
Dimensions des pertuis de chasse : - largeur	6,5 m
- hauteur	4,5 m
Capacité de l'évacuateur	10 000 m ³ /s
Débit des pertuis (écoulement de la crue annuelle moyenne sans obstruction des débits de crue)	860 m ³ /s
Débit des pertuis (avec les vannes complètement ouvertes, la retenue étant pleine jusqu'au niveau de la crête de l'évacuateur)	3 100 m ³ /s
Débit de calcul du bassin de dissipation	4 000 m ³ /s

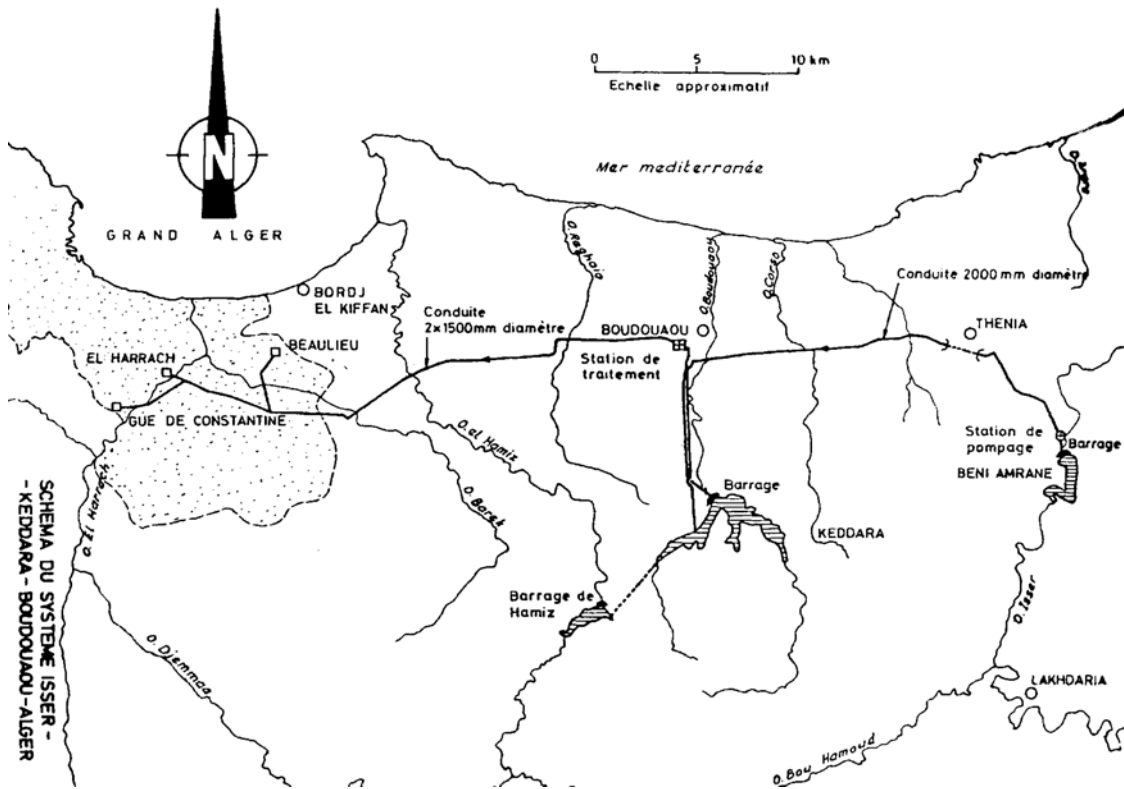


Figure VI.6 : Carte topographique du bassin de l'Isser, Keddara, Boudouaou et Alger

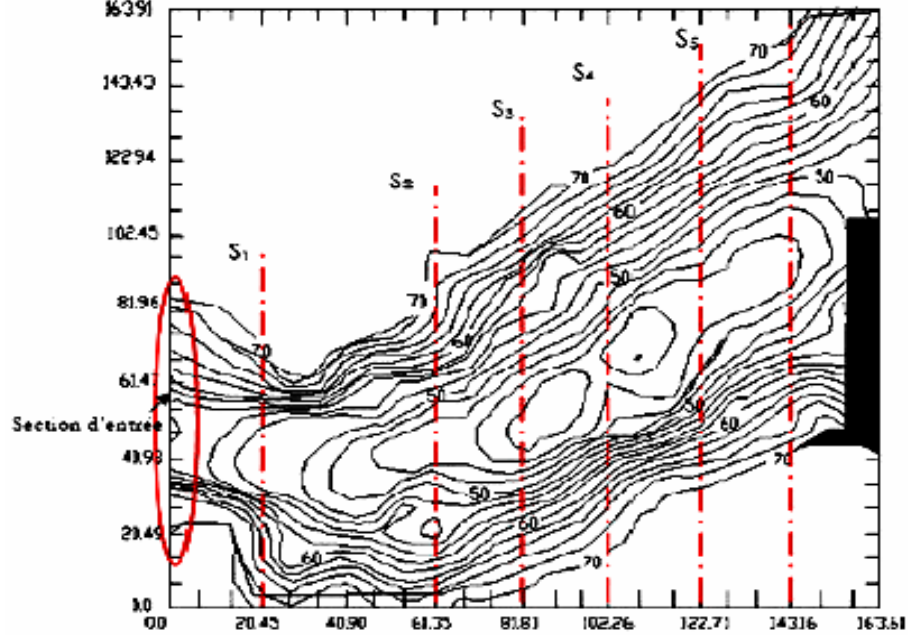


Figure VI.7: Carte topographique de la retenue de « BENI-AMRANE ».

III. DONNEE DE BASE

Pour que nous puissions faire une application sur le bassin en question, une série de données composées de plusieurs paramètres a été utilisée. Cette série nous a été gracieusement fournie par l'ANRH.

Ces paramètres sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous:

Tableau VI.2 : Paramètre de base

Paramètre	Désignation	Valeur	Unité
Largeur de la section d'entrée	B_0	56	m
Hauteur de la section d'entrée	Y	15	m
diamètre des particules solide	D	20	μm
distance	d	264	m
Section d'entrée	S_0	844	m^2
Débit	Q	200	m^3/s
Masse volumique	ρ	1770	Kg/m^3

Tableau VI.3 : Profile de la retenue

Distance (m)	0	20.4	40.9	61.35	81.81	102.26	122.71	143.16	163.16
Hauteur (m)	54.3	48.9	45.3	43.7	41.9000	40.2000	39.4000	39.2000	39.3000

Tableau VI.4 : concentration des sédiments

Jour	Concentration (g/l)	Jour	Concentration (g/l)	Jour	Concentration (g/l)
1	0	20	3,3300	38	1,0600
2	0,4200	21	3,5400	39	0,8000
3	31,7500	22	2,3800	40	14,0600
4	27,2900	23	1,2500	41	5,5400
5	73,9200	24	0,9000	42	4,8300
6	26,4600	25	0,9000	43	6,1400
7	9,3800	26	25,0200	44	2,8300
8	3,6700	27	23,3600	45	2,9200
9	1,0600	28	7,2000	46	2,0800
10	5,4900	29	2,9200	47	0,8200
11	9,2800	30	1,5100	48	0,4600
12	2,0800	31	1,0400	49	0,4100
13	2,2900	32	0,6100	50	0,2200
14	0,6800	33	0,4100	51	0,4200
15	0,6100	34	0,4200	52	0,2800
16	1,0600	35	0,2000	53	0,2100
17	1,4900	36	0,0900	54	0,2200
18	12,0000	37	0,2200	55	0,0000
19	18,0000				

Le programme a été élaboré avec langage Matlab .

IV. CE QUI EST MATLAB ?

Le nom **MATLAB** est la contraction du terme anglais **Matrix Laboratory**. Le langage MATLAB a été conçu par Cleve Moler à la fin des années 1970 à partir des bibliothèques Fortran, LINPACK et EISPACK, pour permettre à ses étudiants de pouvoir utiliser ces deux bibliothèques sans connaître le Fortran. MATLAB a ensuite évolué, en intégrant par exemple la bibliothèque LAPACK en 2000, en se dotant de nombreuses boîtes à outils (Toolbox) et en incluant les possibilités données par d'autres langages de programmation comme C++ ou Java.

MATLAB est à la fois un langage de programmation et un environnement de développement développé et commercialisé par la société américaine The MathWorks. MATLAB est un logiciel de calcul matriciel à syntaxe simple. Avec ses fonctions spécialisées, MATLAB peut être aussi considéré comme un langage de programmation adapté pour les problèmes scientifiques.

MATLAB est un interpréteur où les instructions sont interprétées et exécutées ligne par ligne. Il fonctionne dans plusieurs environnements tels que X-Windows, Windows, Macintosh. Il existe deux modes de fonctionnement:

- Mode interactif: MATLAB exécute les instructions au fur et à mesure qu'elles sont données par l'utilisateur.
- Mode exécutif: MATLAB exécute ligne par ligne un "fichier M" (programme en langage MATLAB).

MATLAB est utilisé dans les domaines de l'éducation, de la recherche et de l'industrie pour le calcul numérique mais aussi dans les phases de développement de projets. Il permet de réaliser des simulations numériques basées sur des algorithmes d'analyse numérique. Il peut donc être utilisé pour la résolution approchée d'équations différentielles, d'équations aux dérivées partielles ou de systèmes linéaires, etc...

V. RESULTATS:

Tableau VI.5 : Masse déposée (10^4 tonne)

Distance (m)	Temps (jours)								
	0	20,4	40,9	61,35	81,81	102,26	122,71	143,16	163,61
5	0	0,0877	0,1767	0,267	0,3595	0,4545	0,5523	0,6532	0,7574
10	0	0,1669	0,3363	0,5082	0,6843	0,865	1,0512	1,2432	1,4414
15	0	0,1838	0,3703	0,5597	0,7536	0,9526	1,1576	1,369	1,5873
20	0	0,2198	0,443	0,6695	0,9014	1,1395	1,3847	1,6376	1,8988
25	0	0,2292	0,4619	0,6982	0,94	1,1883	1,444	1,7077	1,9801
30	0	0,2949	0,5942	0,898	1,2091	1,5285	1,8574	2,1967	2,547
35	0	0,2983	0,6011	0,9085	1,2233	1,5464	1,8791	2,2224	2,5768
40	0	0,3102	0,6252	0,9449	1,2722	1,6082	1,9543	2,3112	2,6799
45	0	0,3407	0,6865	1,0376	1,3971	1,7661	2,1461	2,5381	2,9429
50	0	0,3463	0,6979	1,0548	1,4202	1,7953	2,1816	2,5801	2,9916
55	0	0,3476	0,7005	1,0588	1,4256	1,8021	2,1899	2,5899	3,0029

Tableau VI.6 : Profile des sédiments déposés (m)

Distance (m)	0	20,4	40,9	61,35	82,5	102,26	122,71	143,16	163,61
Temps (jours)									
5	54,3	49,3347	45,7211	44,1096	42,2997	40,5911	39,7836	39,577	39,6712
10	54,3	49,7273	46,1015	44,4796	42,6607	40,9444	40,1301	39,9176	40,0065
15	54,3	49,811	46,1826	44,5585	42,7377	41,0197	40,204	39,9902	40,078
20	54,3	49,9898	46,3558	44,727	42,9021	41,1806	40,3618	40,1453	40,2307
25	54,3	50,0364	46,401	44,7709	42,945	41,2226	40,403	40,1858	40,2705
30	54,3	50,3618	46,7163	45,0775	43,2442	41,5153	40,6901	40,468	40,5484
35	54,3	50,3789	46,7328	45,0937	43,26	41,5307	40,7052	40,4828	40,563
40	54,3	50,438	46,7901	45,1494	43,3143	41,584	40,7574	40,5341	40,6135
45	54,3	50,589	46,9364	45,2917	43,4532	41,7198	40,8907	40,6651	40,7424
50	54,3	50,617	46,9635	45,318	43,4789	41,745	40,9154	40,6893	40,7663
55	54,3	50,6235	46,9698	45,3241	43,4848	41,7508	40,9211	40,695	40,7719

Tableau VI.7 : HD /HB

Distance (m)	0	20,4	40,9	61,35	82,5	102,26	122,71	143,16	163,61
Temps (jours)									
5	0	0,4347	0,4211	0,4096	0,3997	0,3911	0,3836	0,377	0,3712
10	0	0,8273	0,8015	0,7796	0,7607	0,7444	0,7301	0,7176	0,7065
15	0	0,911	0,8826	0,8585	0,8377	0,8197	0,804	0,7902	0,778
20	0	1,0898	1,0558	1,027	1,0021	0,9806	0,9618	0,9453	0,9307
25	0	1,1364	1,101	1,0709	1,045	1,0226	1,003	0,9858	0,9705
30	0	1,4618	1,4163	1,3775	1,3442	1,3153	1,2901	1,268	1,2484
35	0	1,4789	1,4328	1,3937	1,36	1,3307	1,3052	1,2828	1,263
40	0	1,538	1,4901	1,4494	1,4143	1,384	1,3574	1,3341	1,3135
45	0	1,689	1,6364	1,5917	1,5532	1,5198	1,4907	1,4651	1,4424
50	0	1,717	1,6635	1,618	1,5789	1,545	1,5154	1,4893	1,4663
55	0	1,7235	1,6698	1,6241	1,5848	1,5508	1,5211	1,495	1,4719

Tableau VI.8 : Hauteur d'eau claire (m)

Distance (m)	0	20,4	40,9	61,35	82,5	102,26	122,71	143,16	163,61
Hauteur (m)	56	55,9628	55,9197	55,8705	55,8147	55,7519	55,6817	55,6036	55,5173

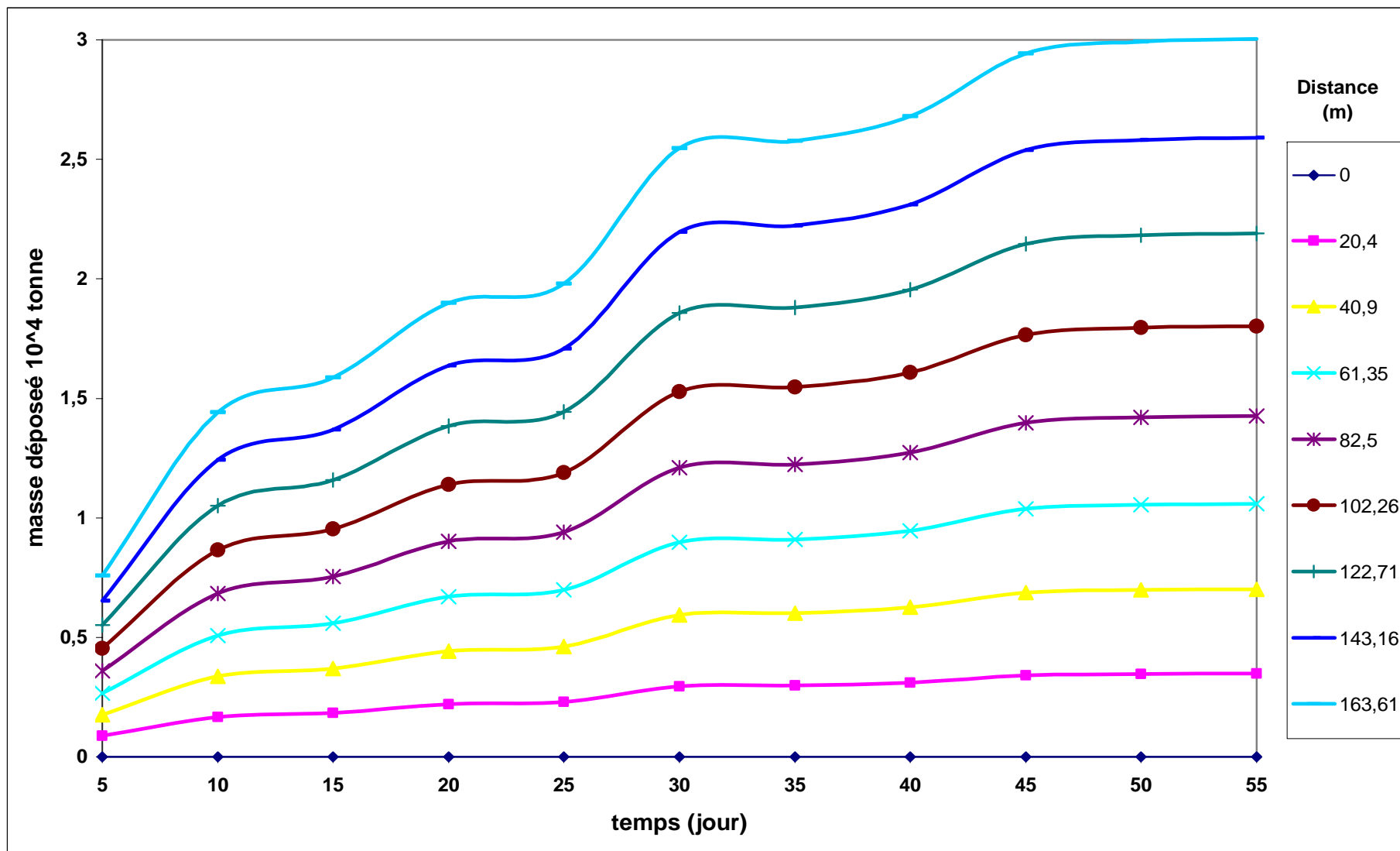


Figure VI.8 : Évolution de la masse déposée en fonction du temps.

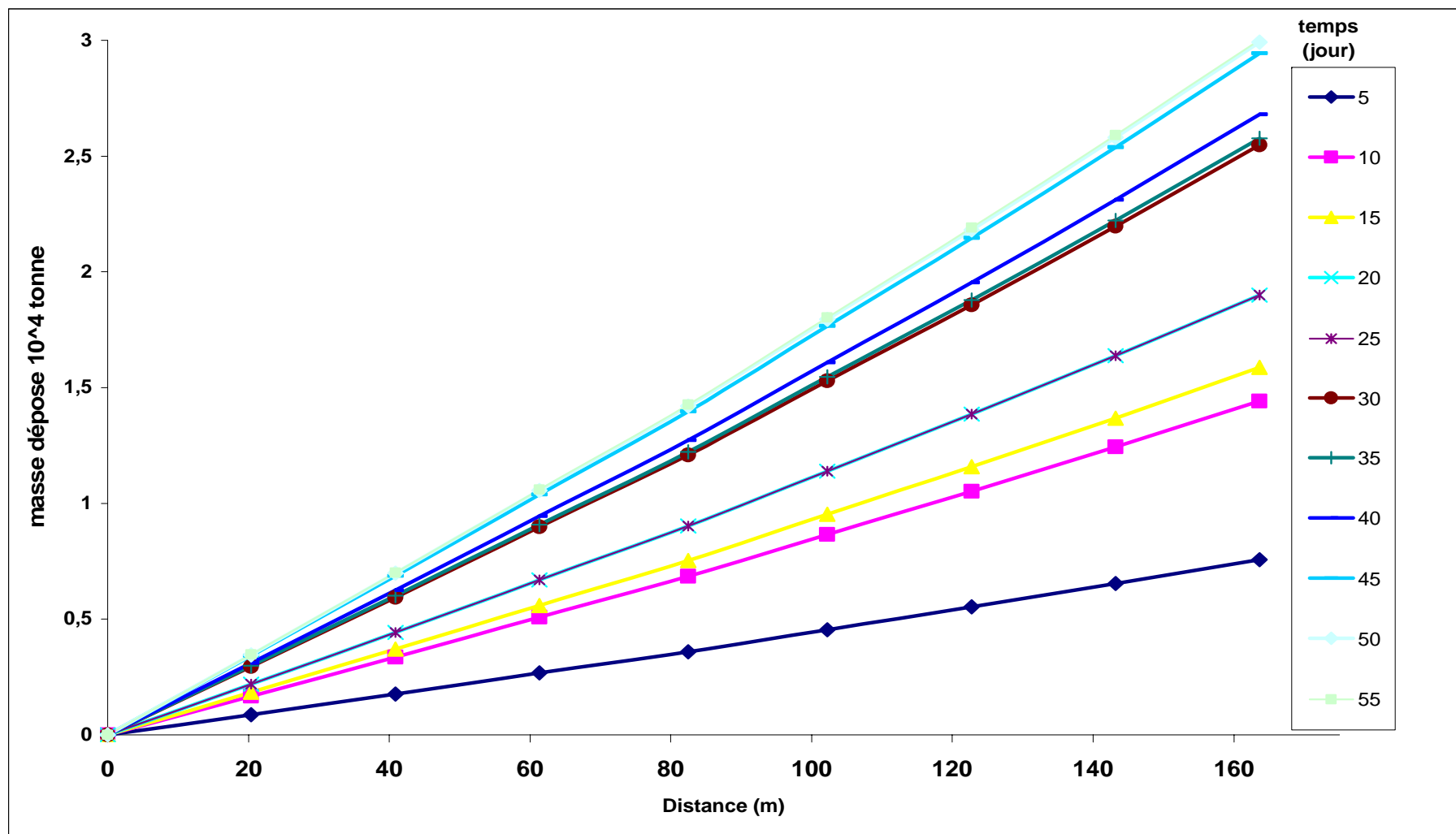


Figure VI.9 : Évolution de la masse déposée en fonction de la distance.

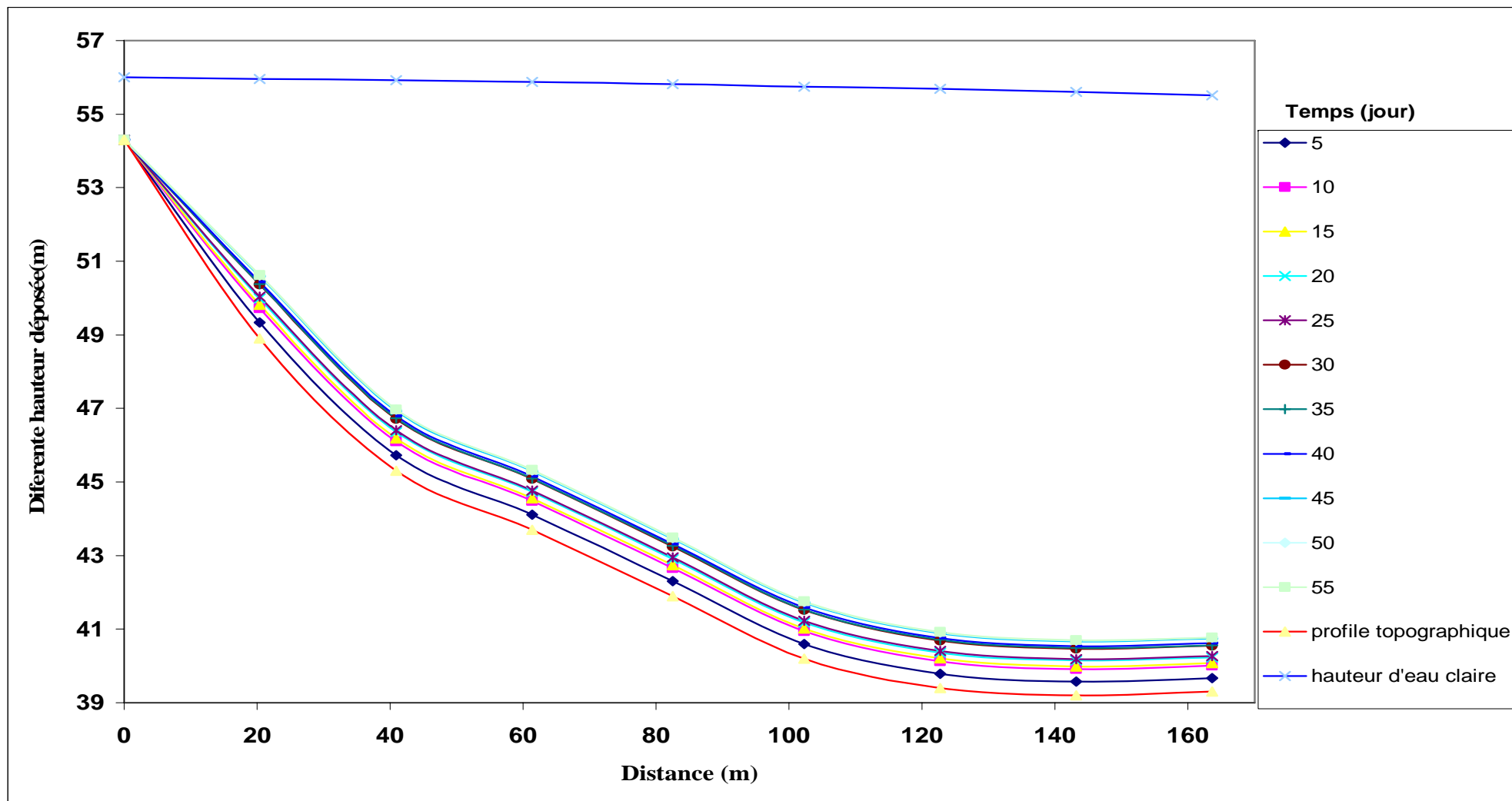


Figure VI.10 : Évolution de la hauteur de dépôt en fonction de la distance.

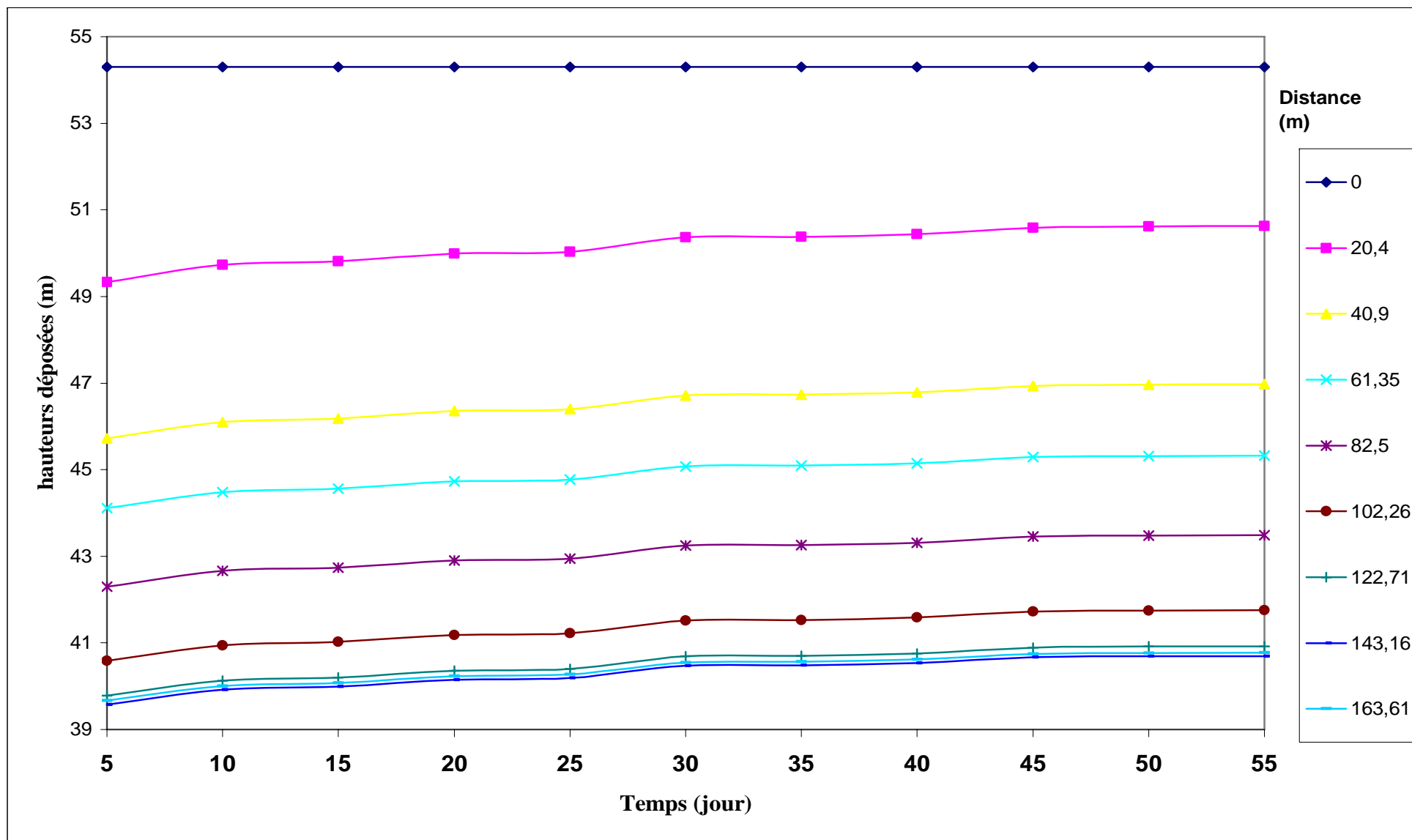


Figure VI.11 : Évolution de la hauteur de dépôt en fonction du temps.

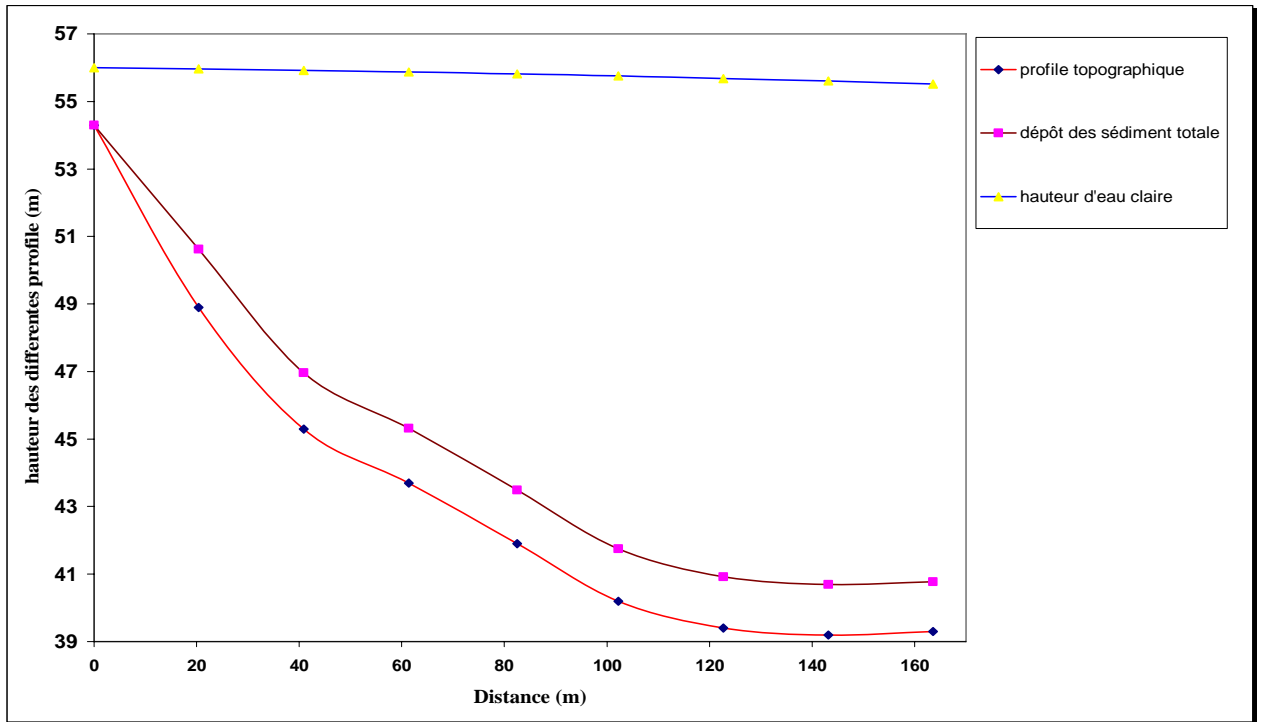


Figure VI.12: Schéma global pour différents profils.

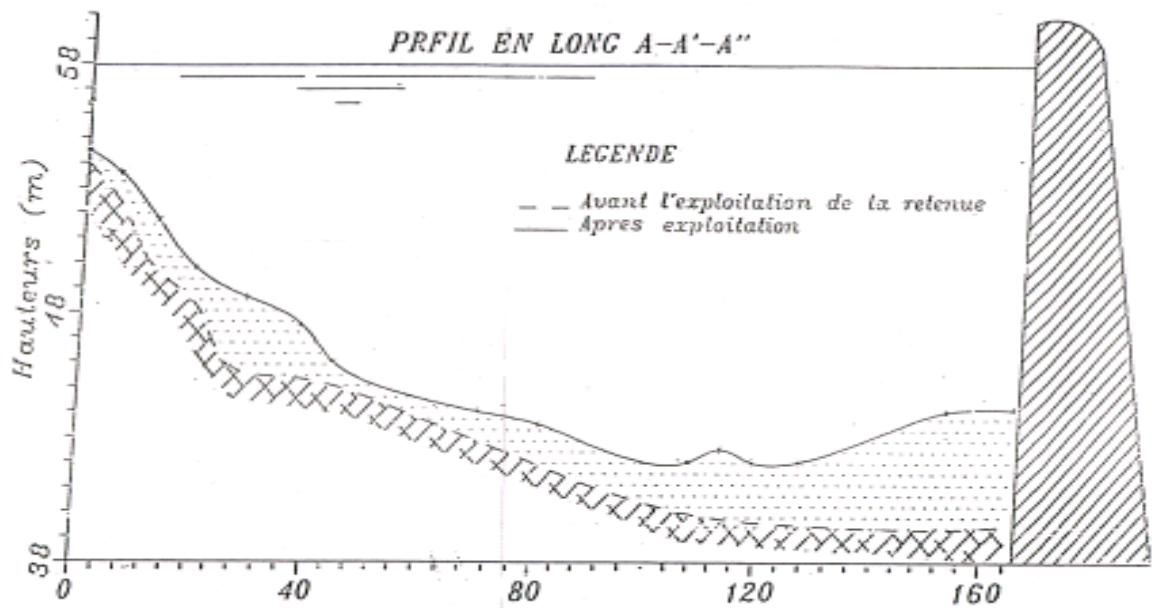


Figure VI.13: Levés bathymétriques du barrage de BENI-AMRANE

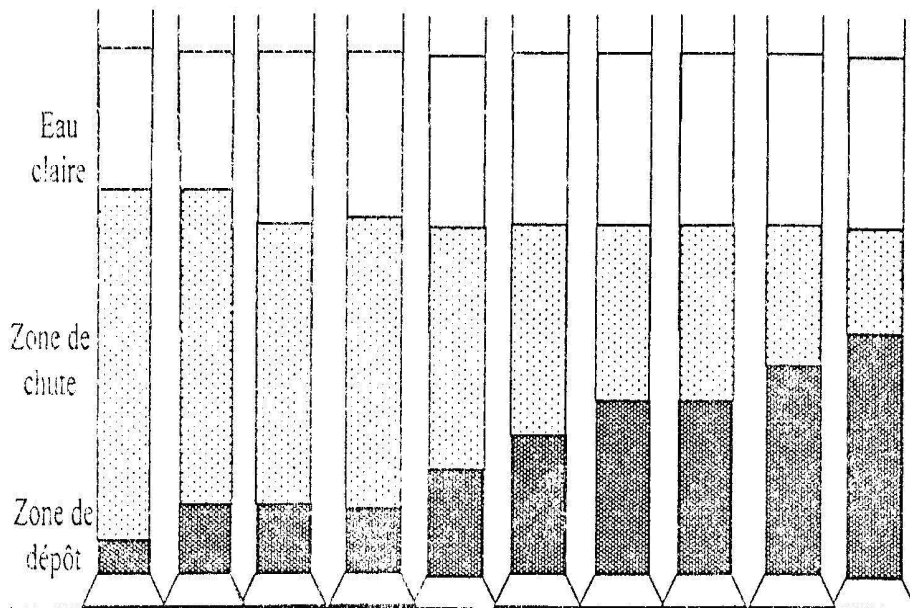


Figure VI.14 : Dispositifs expérimentaux pour l'étude de la sédimentation

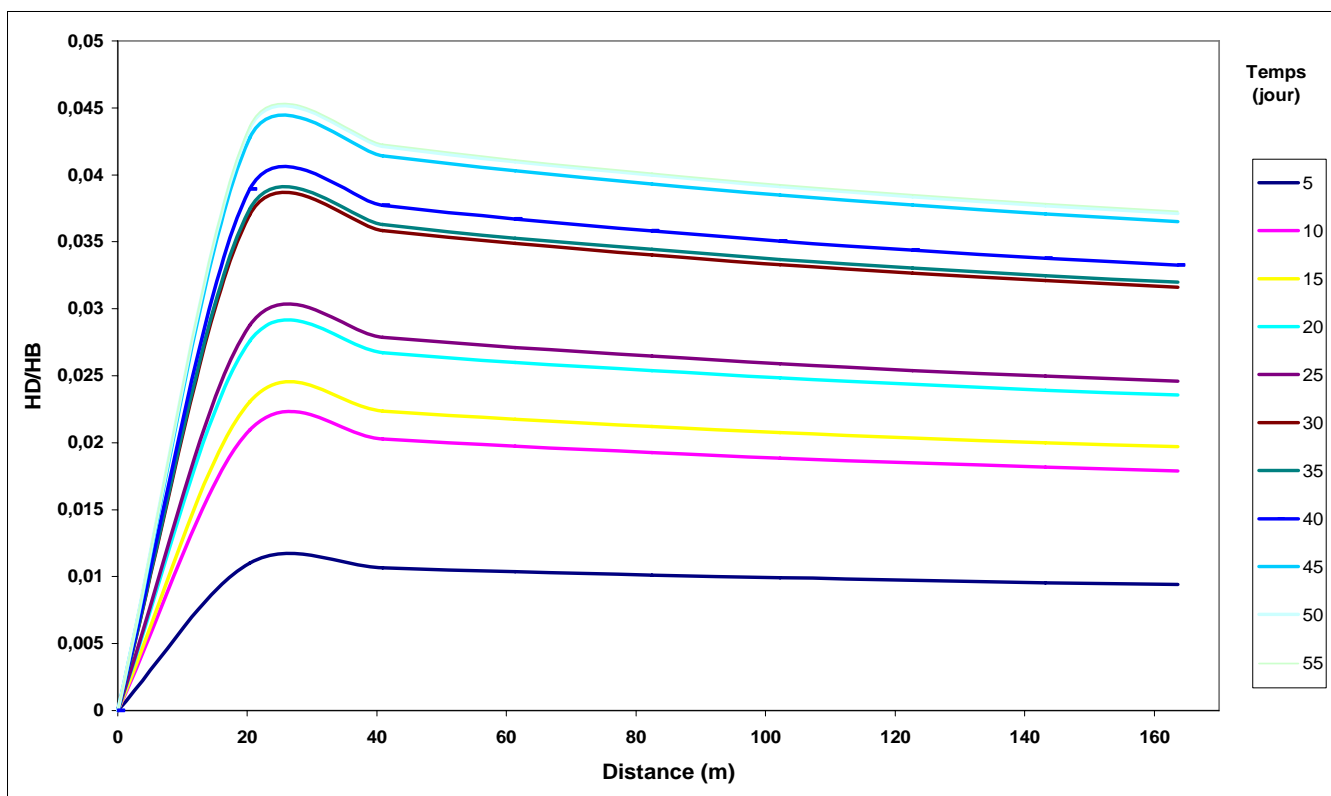


Figure VI.15 : Evolution de la lame dépose en fonction de la distance

VI. INTERPRETATION DES RESULTATS

Les résultats obtenues de l'évolution de la masse des sédiments décantées en fonction du temps et pour chaque distance du profile (figure VI.8), montre une évolution régulière de l'amont vers l'aval de la retenue de cette masse déposée. Cette régularité proviens du fait de la granulométrie homogène que nous avons utilisée, d'ailler le profile de la figure (VI.9) confirme cette évolution et donne un profile théorique de la masse déposée en fonction de la distance donnant une forme de delta qui semblable à celle observé dans les retenues envasées.

D'autre part la comparaison des différents profiles de dépôts obtenues et comparée à celui obtenue à partir des levés bathymétriques de M^{er} BERGHOUT sont presque idem dans la forme, quantitativement il y'a une différence qui proviens de la méthode approchée. La notre suit l'évolution de la masse déposée en utilisant la vitesse de chute dans l'eau calme, l'approche bidimensionnelle utilise l'évolution dynamique de vitesse, suit à l'apport de débit solide. Ce qui montre que notre approche est l'étape finale après l'effet hydrodynamique dans la retenue.

CONCLUSION GENERALE

L'étude bibliographique effectuée dans la première partie, montre bien la complexité du phénomène de transport solide. Dans ce domaine très vaste, nous nous sommes intéressés au processus final de décantation et de dépôt des sédiments qui ont été piégés et maintenus en suspension dans la retenue. À cet effet, en se basant sur deux paramètres essentiels à savoir la vitesse de chute et la variation de la concentration, nous avons caractérisé ce processus de décantation et de dépôt des sédiments par l'établissement d'un système d'équations dont la résolution numérique permet de suivre l'évolution temporelle de la hauteur de dépôt et la hauteur d'eau claire dépourvue de sédiments pour la retenue de « BENI AMRANE ».

Cette approche simple unidimensionnelle avait pour objectif de démontrer que la fraction de delta de vase s'effectue essentiellement par le processus de décantation et de dépôts des sédiments piégés dans la retenue après avoir été transportée par le débit de crue.

Le modèle établi s'avère utile pour la détermination :

- Des quantités des sédiments transportées par le cours d'eau.
- De la variation spatio-temporelle de la hauteur de dépôt
- De la variation spatio-temporelle de la hauteur d'eau claire.

Cette étude pourrait être approfondie en tenant compte de certains paramètres essentiels à savoir la granulométrie non homogène des sédiments, la variation de la vitesse de chute en fonction de la concentration et introduire l'effet du courant de densité due à la variation de la masse volumique et du gradient température entre l'interface et le fond de la retenue.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BENGHANEM A., (2003) : « Étude expérimentale du comportement rhéologique et hydrodynamique des matières en suspension ». Mémoire de magistère, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 65 pages.

BERGHOUT A., (2000) : « Modélisation mathématique du mécanisme hydrodynamique de l'envasement des retenues ». Mémoire de magistère, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 73 pages.

BERKANI M., (2006) : « Approche rustique unidimensionnelle de la sédimentation dans un réservoir » École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, *polycopié de cours*, 12 pages.

BESSENASSE M., (2004) : « Dépôt des sédiments fins à l'amont d'une retenue ». Thèse de doctorat d'état, École Nationale Polytechnique d'Alger, 199 pages.

BOUANANI A., (2004) : « Hydrologie, transport solide et modélisation étude de quelques sous-bassins de la TAFNA (NW – ALGERIE) ». Thèse Doctorat d'état de l'université TLEMCEM, 250 pages.

BOUHANICHE S., (2005) : « Contribution en une approche numérique de la modélisation du système barrage-cours d'eau, transport solide-déposition, cas du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda sur l'Oued Mina. W, Relizane ». Mémoire de magistère, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 89 pages.

DARBOURET M., (2005) : « Étude rhéologique d'une suspension d'hydrate en tant fluide frigoporteur diphasique ». Thèse Doctorat État, de l'École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Étienne, 207 pages.

Graf, (1996). : « Hydraulique fluviale, Écoulement permanent Uniforme et non uniforme » Tome 1, Presses polytechnique et universitaires romandes, Lausanne. Suisse, 259 pages.

JEAN T., (2002) : « Aide mémoire MATLAB » édition Ellipses, Paris, 302 pages.

Kuntezman, (1959) : « Méthode numérique, interpolation-drivées » Édition Dunod, Paris, 252 pages.

LOOTENS D., (2004) : « Ciments et suspensions concentrées modèles ». Thèse Doctorat État de l'Université Paris VI, 172 pages.

MACHANE R et MAHDI T, (1993) : « L'hydraulique de la sédimentation des retenus » Projet de fin d'étude, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 83 pages.

MEDIOUNI M., (2006) : « Capacité du transport solide des cours d'eau et décantation des sédiments au niveau des retenues ». Projet de fin d'étude, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 50 pages.

MONGONDRY P., (2003) : « Structure et comportement rhéologique des suspensions aqueuses de Laponite en présence de plusieurs additifs ». Thèse Doctorat État de l'Université du Maine - Le Mans, 210 pages.

REMINI B., (1997) : « Envasement des retenues de barrages en Algérie » Thèse Doctorat d'Etat, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 332 pages.

REMINI B et HALLOUCHE W., (2005) : « L'alluvionnement des retenues », édité par le laboratoire ERP du CU de Khemis Miliana Algérie, 102 pages.

RIVOIRE M., (2000): « Matlab, Simulink, Stateflow ». Edition Technip, 306 pages.

SANCHEZ M, GRIMIGNI P et Delanoë Y (2004) : « Distribution des sédiments cohésifs en relation avec la vitesse de la phase solide dans l'estuaire de la Loire ». VIII èmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Compiègne, université de Nantes, 10 pages.

SCHEID F., (1986) : « Analyse numérique : cours et problèmes ». Collection série-Schaum, édition Mc Graw-Hill, New York, 423 pages.

TAOUCHE N., (2007) : « Fiabilité et exploitation du barrage de BENI-AMRANE». Projet de fin d'étude, École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger, 128 pages.

TIXIER N., (2003) : « Approche des propriétés rhéologiques de suspensions biologiques floculées » .Thèse Doctorat d'Etat de l'université de limoges, 160 pages.

William J, (2005): « Introduction to MATLAB 7 for engineers» Edition MC GRAW-HILL companies, 682 pages.

SITES WEB CONSULTES:

<http://hmf.enseiht.fr/travaux/CD0001/travaux/optsee/hym/13/vasi.htm>

<http://www.maths-express.com/bac-exo/bac-s/cour-s/cours-integrale/cal-app/simpson/simpson1.htm>

http://www.sciences.univ-nantes.fr/physique/perso/aloui/m_numeri/51innume/51innume.htm#1

www.univ-mlv.fr/lpmdi/RHE/Ercb/Cours%20Suspensions%20colloïdales.pdf

http://www.sciences.univ-antes.fr/physique/perso/aloui/m_numeri/51innume/51innume.htm#22