

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE HADJ LAKHDAR BATNA

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département d'Hydraulique

Mémoire de Magister en Hydraulique

Option : Simulation Numérique Des Ecoulements Polyphasiques

Et Approches Locales Evènementielles

Présenté par :

BENAICHA amar cherif

Ingénieur d'état en hydraulique

Thème

***Etude des processus des transports solide et leur
impact sur l'alluvionnement des barrages***

Mémoire soutenu le :.....

Devant le jury composé de :

<i>Jury</i>	<i>GRADE</i>	<i>Affiliation</i>	<i>Qualité</i>
LAHBARI Nourddine	M.C.A	Université Hadj Lakhdar BATNA	Président
FOURAR Ali	M.C.A	Université Hadj Lkhdar BATNA	Rapporteur
BENKHALED abdelkader	M.C.A	Université Mohamed Khidar BISKRA	Examineur
BOUZIANE mohamed toufik	M.C.A	Université Mohamed Khidar BISKRA	Examineur

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2010/2011

SOMMAIRE

Introduction general

Chapitre I : Problématiques et objectifs

1- Ampleur de l'envasement des retenues de barrages	1
1-1- Introduction	1
1-2- Facteurs induisant l'envasement des barrages	3
1 -2-1- Processus naturels	3
1 -2-1-1- Erosion des sols	3
1 -2-1-2- Transports solides	3
1 -2-1-3- Sedimentation et envasement	4
1-3- Objectifs	7

Chapitre II : Le phénomène d'érosion dans les Bassins versants

1 - Introduction	8
2- Processus de l'érosion dans les bassins versants	9
2-1 -Généralités	9
2-2-Érosion hydrique	9
2-3-Erosion en nappe	10
2-4- les conséquences de l'érosion en nappe	10
2-5 -Erosion linéaire	11
2-6-L'érosion pluviale	11
2-7- Causes de l'érosion	11
2-7-1- Influence du climat	12
2-7-2- Les facteurs topographiques	12
2-7-3-Les facteurs géologiques et pédologiques	12
2-7-4-Le couvert végétal	12
2-8- L'impact de l'érosion dans différentes régions	13
2-9-Causes d'érosion et facteurs de résistance du milieu	14
2-10-Les conséquences de l'érosion	15
3-Quantification de l'érosion	15
a-Formule de Henin "1950"	15
b- Formule universelle de Wischmeier "1959"	16
c- Formule de Gavrilovic (1960)	17

d- Formule de L'A.N.R.H (1970)	18
e- Formule de Tixeront (1960)	19
f- Formule de Fournier (1960)	19
g- Formule de poliakov	20

Chapitre III : Transports solides

1-Le transport solide	21
1-1- Généralités	21
2-Transport en matériaux du lit « charriage »	22
2-1 -Définition	22
2-2-Description du phénomène	23
2-3- Méthode empirique	24
2-4-Méthodes d'application des équations du transport solide	24
2-5- Modélisation mathématique	25
2-5-1-Le modèle mathématique	25
2-5-2-Modélisation du transport solide	25
2-5-3- Phase liquide : équations de Saint-Venant	25
2-5-4- Conservation de la masse des sédiments et déformation du lit	26
2-5-5- Equation dynamique : débit solide et capacité de transport	27
2-5-6- Lois de chargement	28
2-5-7- Formulation des lois de chargement	29
2-5-8- Inertie des particules en mouvement	30
2-5-9- Inertie de la structure du fond	31
2-6- Comparaison des différentes approches	33
2-7- Transport solide en crue	34
2-8- Le modèle physique	36
2-9-Méthodes de calcul	36
a) Formule de Shields (1936)	36
b) Formule de Meyer-Peter et Muller (1948)	36
c) Formule d'Einstein-Brown (1950)	37
d) Formule de Schoklitsh	38
3- Les fines « Transport par suspension »	38
3-1-Définition	38
3-2-Description du phénomène	38

3-3-Méthodes de calcul :	40
3-3-1-Méthode approchée	40
3-3-2-Méthode par exploration des champs de vitesse	40
3-3-3-Détermination de la concentration des matériaux en suspension	42
a) Formule d'Abalianz (1958)	42
b) Formule d'O'Brien (1933)	42
3-4-le débit solide total	43

Chapitre IV : L'engrèvement des barrages

1-L'alluvionnement dans les réservoirs et les moyens de lutte contre ce phénomène	44
1-1-Les facteurs conditionnels de l'engrèvement des réservoirs	44
1-2-Mécanisme de formation des dépôts dans le réservoir	44
1-3-Dépôts formés par les matériaux charriés	46
1-4- Dépôts formés par les matériaux transportés en suspension	46
2-Méthodes de calcul	47
2-1-Sédimentation dans la retenue	47
2-2-Vitesse de chute d'une particule élémentaire	53
a) Ecoulement laminaire (loi de Stokes $d < 0,12\text{mm}$) $Re < 1$	53
b) Ecoulement semi turbulent (sables $0,12 < d < 2\text{mm}$) $1 < Re < 50$	53
c) Ecoulement turbulent (galets $d > 2\text{mm}$) $Re > 500$	54
2-3- Influence de la concentration des particules	54
a) Formule de Famularo (1962)	54
b) Formule de Burgers (1941)	54
2-4-Bilan des échanges érosion –sédimentation	55
2-5-Tassement des vases	56
2-5-1- Sédiments grossiers (sable, graviers, cailloux)	56
2-5-2- Sédiments fins (limons-vases-argiles)	56
2-6: Calcul du volume de la vase	58
a- Formule de F.Orth	58
b- Formule de Taylor	59

Chapitre V: Calcul de l'envasement du barrage de Foug El Gherza

1- Présentation du bassin versant l'Oued El Abiod	60
1-1- Situation géographique	60
1-2-Morphométrie du bassin versant	62

1-2-1-La forme	62
1-2-2-Rectangle équivalent	62
1-2-3-Caractéristiques des altitudes (le relief)	63
1-2-4-Courbe hypsométrique	63
1-2-5-Indice de pente globale	66
1-2-6-Dénivelée spécifique D_s	67
1-2-7-Densité de drainage D_d	68
1-2-8-Coefficient de torrentialité	70
1-2-9-Temps de concentration	70
1-2-10-Calcul du temps de concentration par l'hydrogramme de crue	70
1-2-11-Calcul du temps de concentration par la formule de GIANDOTTI	73
1-3-Etude Climatologique	74
1-3-1- Les éléments du climat	75
1-3-1-1- Les Températures	75
1-3-1-2- Les vents	77
1-3-1-3- L'humidité	78
1-3-1-4- L'Evaporation	80
1-3-1-5- La Neige	81
1-3-1-6- La grêle	81
1-4-Etude des précipitations	82
1-4-1-Les précipitations et leur variabilité	82
1-4-2-Equipement du Bassin Versant	83
1-4-3-Précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant	83
1-4-4-Moyenne arithmétique	84
1-4-5-Méthode des isohyètes	85
1-4-6-Etude statistique des précipitations moyennes annuelles par La loi de Gumbel	87
1-4-7-Les précipitations moyennes mensuelles	92
1-5-Etude des crues	93
1-5-1-Etude des pluies journalières maximales	93
1-5-2-Pluie de courte durée	94
1-5-3-Calcul du débit maximal	94
1-5-3-1-Détermination des débits moyens journaliers maximums fréquents	94
a. Formule de GIANDOTTI	94

b. Formule de TURAZZA	95
c. Formule de SOKOLOVSKY	95
1-5-4-Hydrogramme de crue	96
1-5-5-Calcul de la lame d'eau écoulée sur l'ensemble du Bassin Versant	98
a) Formule de Derie-Sarvary (1985)	98
b) Formule de l'A.N.R.H	99
c) Formule de SAMIE	99
1-5-6-L'Observation de l'apport annuel	100
1-5-7-La variabilité annuelle des écoulements	100
1-5-8-Variabilité mensuelle et saisonnière des écoulements	102
1-6- Etude des apports solides	105
1-6-1- Les modes des transports	105
1-6-1-1- Transport par charriage	105
1-6-1-2-Transport par suspension	105
1-6-2- Détermination des débits solides	105
1-6-3-Résultats de calcul	111
1-6-4-Analyse des résultats	113

Conclusion

INTRODUCTION GENERALE :

Les barrages de stockage sont exposés à une perte de capacité due au phénomène d'envasement. Un phénomène qui peut s'exprimer par d'autres termes tels que, l'alluvionnement des retenues et la sédimentation des particules transportées par les cours d'eau que ce soit le transport par charriage ou en suspension. il est la conséquence naturelle de la dégradation des bassins versants.

Ce phénomène constitue actuellement une préoccupation aux exploitants et aux responsables de la mobilisation des ressources hydrauliques, devant les difficultés trouvées pour la maîtrise de l'alluvionnement des barrages en Algérie du nord, l'analyse d'état d'envasement est obligatoirement demandée pour définir le degré de gravité au niveau des barrages. Les présentes approches de quantification visent à fournir aux exploitants et aux projeteurs la situation présente et future de nos retenues. Eventuellement toute analyse d'état s'appuie sur l'analyse des levés bathymétriques, ou sur les prélèvements d'échantillons d'apports solides. Tout en développant les facteurs dont dépendent ces derniers, ainsi que leurs dépôts. L'analyse statistique des données du barrage de FOUM EL-GHREZA faisant l'objet de cette étude, est considérée comme une des méthodes les plus efficaces permettant d'aboutir à des résultats fiables et pratiques.

Cette étude conduit à penser aux remèdes par la projection des mesures préventives, car nul barrage ne peut être à l'abri de l'envasement.

Les objectifs assignés au présent mémoire et de traiter et d'analyser les données hydrométriques (débits liquide et solide), nous permettant, après leurs corrections, d'établir les relations existantes entre les débits liquides et solides à différentes échelles du temps (mensuelle et annuelle).

En premier chapitre nous avons parlé sur l'ampleur de l'envasement des retenues de barrages, les facteurs induisant l'envasement et les processus du transport solide.

La deuxième partie consacrée au phénomène d'érosion dans les bassins versant, leurs conséquences et l'importance de la quantification d'érosion.

Troisième étape les transports solide dans un cours d'eau et le mécanisme du transport par charriage et suspension, leurs méthodes de calcul et la comparaison des différentes approches.

Quatrième partie c'est l'alluvionnement dans les réservoirs et les moyens lutte contre ce phénomène, description du mécanisme de formation des dépôts dans les réservoirs.

Le dernier chapitre une présentation du barrage de FOUM EL GHERZA sur oued LABIOD, étude hydrologique du bassin versant et quantification des apports liquides et solides, quantification de l'envasement du barrage a l'aide d'un programme dénomme CEB.

Chapitre I :

Problématiques et

objectifs

I- Ampleur de l'envasement des retenues de barrages

I-1- Introduction

L'infrastructure hydraulique des pays du Maghreb arabe est amputée annuellement de 2% à 5% de la capacité utile globale, où l'envasement des retenues est classé parmi l'un des facteurs les plus importants de la perte en capacité. La réduction de la réserve de stockage des ouvrages hydrauliques se voit croître sans cesse au fil de ces derniers temps et ce pour les deux raisons essentielles suivantes: la première, d'origine naturelle, est

favorisée par l'agressivité du climat, l'alternance des périodes sèches et humides, la fragilité des formations géologiques et l'absence du couvert végétale suffisant ; la seconde, due d'une part aux mauvaises études et évaluations du problème avant l'implantation du barrage permettant de prévoir des solutions avant que le phénomène est fait ses effets, et d'autre part à une mauvaise exploitation des ouvrages annexes, tels que les vannes de vidange et les ouvrages de soutirage.

Les chiffres exposés ci-dessous, illustrent mieux l'ampleur du problème dans l'Algérie.

La réduction des potentialités hydrauliques de l'Algérie par suite de l'envasement est estimée annuellement à près de 20 millions de m³. Le tableau (I-1) montre l'état d'envasement des barrages algériens en exploitation.

Barrages	Capacité initiale (Hm3)	Volume de la vase en 2010 (Hm3)
Fergoug	18	31
Zardezas	31	37
Oued el fodda	228	82
Ghrib	280	227
K'sob	11,60	11,10
Foum el gherza	47	39,50

(Source: article remini boualem)

Tableau (I-1) : Etat d'envasement des barrages algériens

Le phénomène de l'envasement en Algérie change considérablement d'une région à une autre. Ceci est dû à la variation des facteurs conditionnant l'érosion et le transport solide. Le tableau (I.2) expose l'état de l'envasement de quelques barrages algériens.

Barrage	Wilaya	Oued	Année de mise en eau	Capacité initiale (Hm³)	Perte de volume utile (%)	Volume du dépôt annuel (Hm³)
F,Gherza	Biskra	Al Biod	1950	47,0	63	1,0
Fergoug	Mascara	El Hamam	1970	18,0	61	2,0
B.Amrane	Boumerdes	Isser	1988	16,0	56	5,5
O.Fodda	Chlef	Fodda	1932	228,0	55	0,8
F. Gueiss	Khenchela	Gueiss	1939	3,0	47	1,0
Zardezas	Skikda	Saf Saf	1947	31,0	44	0,8
Bouhanifia	Mascara	El Hamam	1948	73,0	42	0,8
Boughzoul	Médéa	Nahroussal	1934	55,0	35	0,5

(Source : ANBT)

Tableau (I.2) : Etat des lieux de quelques barrages algériens

I -2- Facteurs induisant l'envasement des barrages :

1-2-1- Processus naturels

L'envasement des retenues est le résultat d'un processus complexe qui se caractérise par trois étapes successives : érosion, transport et sédimentation.

1-2-1-1- Erosion des sols :

L'érosion des sols est l'enlèvement des particules solides de ces sols par le fait de la précipitation. Ce phénomène est le premier processus conduisant vers l'envasement des retenues. C'est un phénomène complexe , très répandu dans la zone méditerranéenne, touchant particulièrement

Les pays du Maghreb arabe dont il menace gravement les potentialités en eau et en sol.

Le calcul du transport solide et la prévision du volume d'envasement nécessitent une bonne compréhension des phénomènes de leur genèse, et plus particulièrement celui de l'érosion des sols.

1-2-1-2- Transports solides:

Ce phénomène est le principal élément moteur après l'érosion, conduisant au processus d'envasement des barrages. Ce processus fait le lien entre les sols du bassin versant et la retenue du barrage. Il est défini par un écoulement biphasique caractérisé d'une phase liquide (eau) et d'un autre solide (granulats, sol).

Dans les cours d'eau naturels, les particules solides vont être transportées en suspension ou en charriage (figure I-1).

Dans le transport en suspension les particules solides élémentaires se déplacent en suspension au sein de l'écoulement avec une vitesse de même ordre de grandeur que celle du fluide, où la turbulence maintient des éléments fins en suspension.

Dans le transport par charriage une partie de gros granulats se déplace sur le fond des lits des cours d'eau, soit par glissement (ou roulement), soit par saltation.

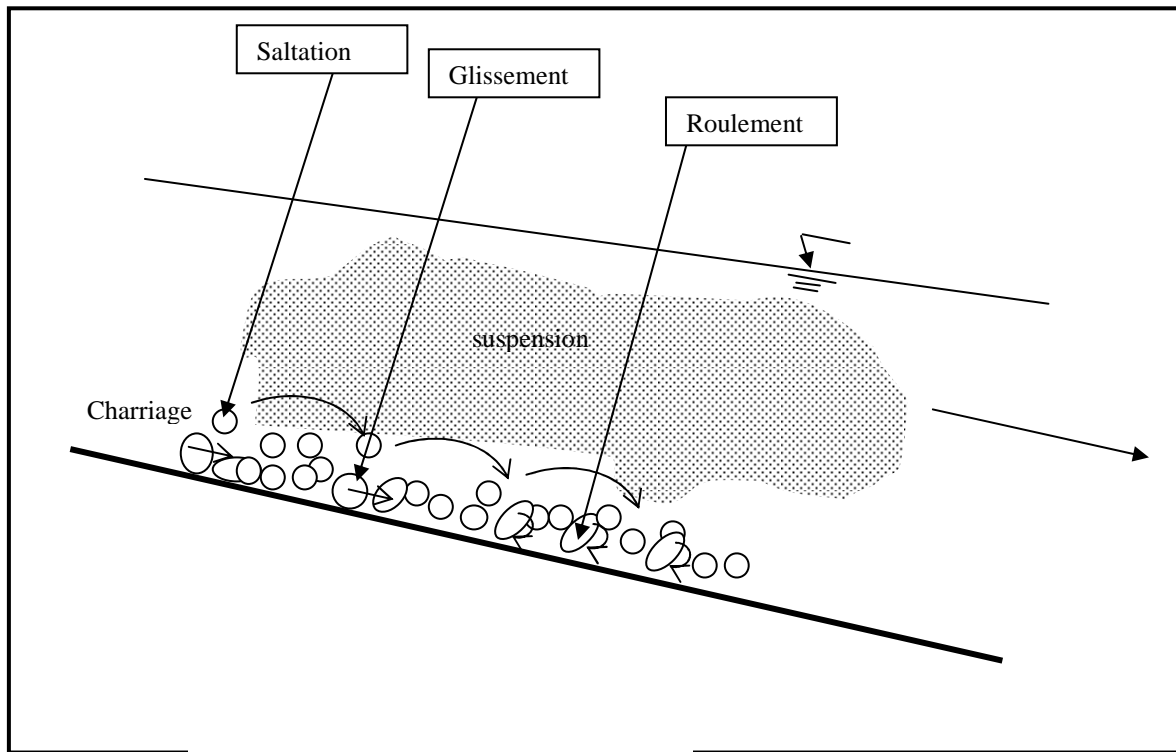


Figure (I.1): Modes de transport solide

1-2-1-3- Sédimentation et envasement :

C'est l'étape finale de l'envasement des retenues. A l'état naturel les oueds transportent progressivement des quantités importantes de sédiments, soit par charriage soit par suspension. Les eaux chargées de matériaux fins forment un courant de densité qui s'écoule sur le long de la retenue et transportent ainsi la vase jusqu'au pied du barrage. Dans ce trajet, les sédiments se déposent, des plus grandes particules aux plus petites, de l'amont vers l'aval de la retenue (figure I.2). Les différents mécanismes de l'envasement dépendent du type de retenues (morphologie) et les conditions de sédimentation existant à l'amont de la retenue (érosion et transport solide).

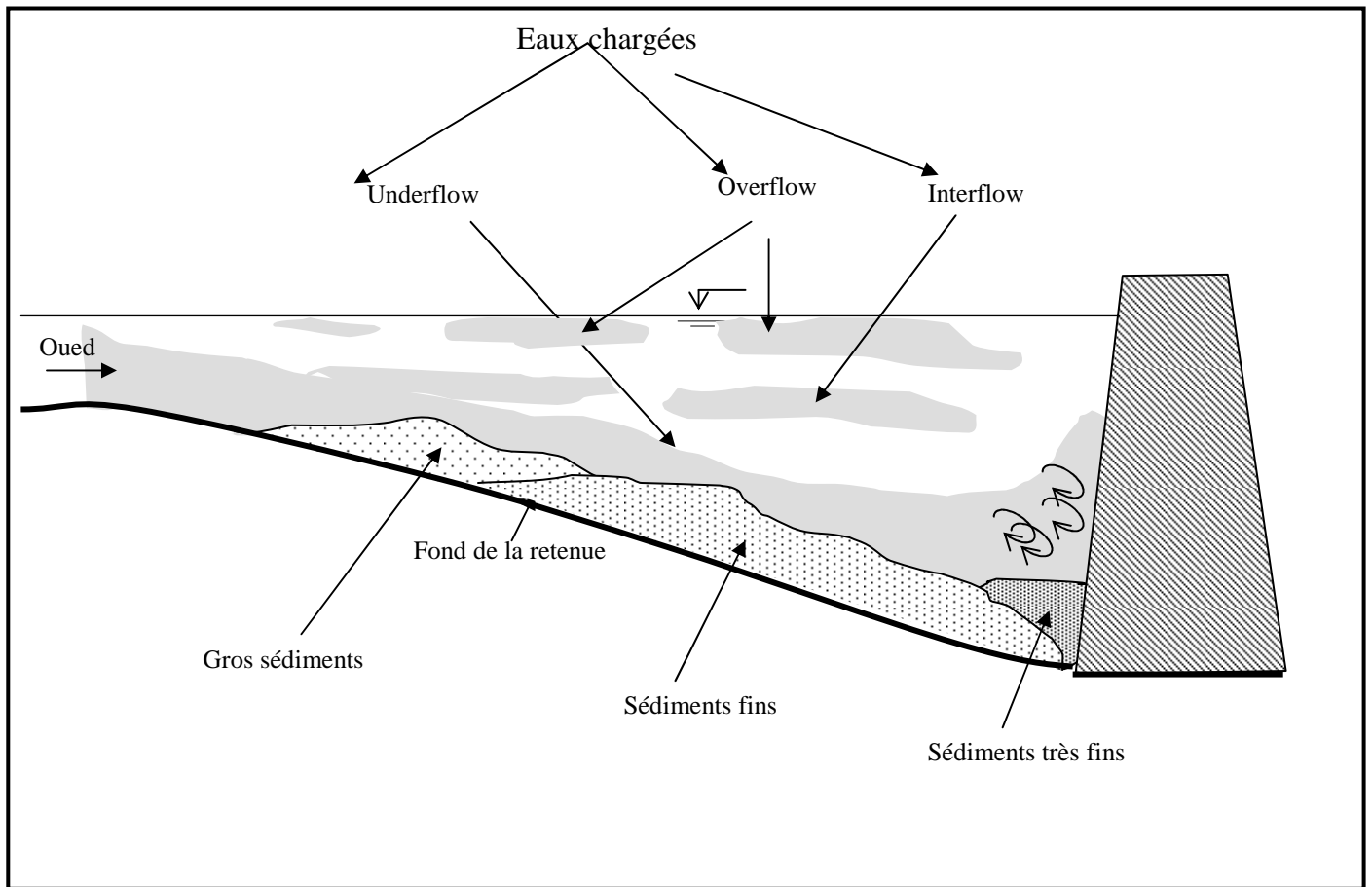


Figure (I.2): Mode d'envasement

Parfois l'envasement des barrages est lié à des erreurs commises par les organismes responsables de l'étude du projet et/ou de sa réalisation et/ou enfin de la gestion de l'ouvrage au cours d'exploitation. Ces erreurs dites techniques peuvent être énumérées comme suit :

a)- Mauvaise évaluation du problème de l'envasement avant la construction du barrage, pouvant être le résultat de plusieurs facteurs, tels que :

- l'utilisation de modèles empiriques statiques ou établis dans des conditions différentes de celles du site étudié.
- le manque d'élaboration de modèles de prévision : ces modèles exigent de longues séries de données (météorologiques, hydrométriques...),

alors que la qualité des prévisions qu'on en tire est très fortement influencée par la réponse systématique historique.

- exploitation de fausses données, résultats des fausses mesures : durant les périodes des crues les prélèvements des échantillons pour déterminer la concentration se font dans des endroits non représentatifs de la section d'écoulement.

b)- Mauvaise exploitation et implantation des ouvrages annexes à cause de l'ignorance du mécanisme des courants de densité, ainsi :

- la direction des courants de densité varie avec la morphologie de la retenue et leur évacuation se fait à partir des ouvrages de soutirage ; si ces derniers sont mal positionnés la vase sera emmagasinée en amont du barrage ;
- le mode d'écoulement de cette vase dépend de sa rigidité qui varie avec la nature des sédiments et leur temps de séjour dans la retenue, et dont la connaissance permet d'optimiser les manœuvres des ouvrages de soutirage.

I-3- Objectifs

A la lumière des problématiques et des conditions multiformes du processus complexe : érosion – transport solide – envasement, il convient de souligner l'importance dans la quantification de l'envasement des retenues de barrage, des études de modélisation de l'envasement tenant compte des mécanismes et du mode de déposition des vases. Cette approche présente un intérêt économique important permettant de prévoir les mesures nécessaires au cours de l'exploitation dans le but d'augmenter la durée de vie des ouvrages hydrauliques concernés. On procède dans ce travail à une étude de transport solides et leur impact sur l'alluvionnement des barrages et ce pour les objectifs essentiels suivants :

- l'estimation de la durée de vie du barrage en tant qu'ouvrage de régularisation des apports;
- l'estimation de l'envasement après une durée d'exploitation donnée.

Le présent travail a pour but de traiter et d'analyser les données hydrométriques (débits liquide et solide), nous permettant, après leurs corrections, de mettre en évidence la correction qui existe entre les débits solides et liquides et leur influence sur l'envasement des barrages.

Chapitre II :

Le phénomène d'érosion dans les bassins versants

1- Introduction :

L'érosion qui s'exerce souvent d'une manière spectaculaire sur les sols est due à l'action de plusieurs facteurs qui sont particulièrement le ruissellement de surface, le climat, la lithologie, la nature, la pente du sol, la couverture végétale et le mode d'exploitation du milieu naturel.

Parmi ces facteurs, le climat est le plus important. Il prend souvent un caractère agressif et provoque une dégradation rapide des horizons superficiels, lorsque le sol n'est pas protégé par une végétation suffisamment dense cette agressivité se traduit par deux types d'averses:

- ✓ Les orages d'automne peu fréquents de courte durée, mais caractérisés par des intensités élevées (l'intensité maximum annuelle en 10 minutes peut atteindre 100 mm/heure). Ils peuvent provoquer du ruissellement sur des sols non saturés;
- ✓ Les longues averses peu énergétiques tombant sur un sol déjà saturé.

Ce sont les averses saturantes d'hiver et du printemps. Elles sont peu intenses, plus fréquentes et à l'origine de beaucoup de ruissellement.

L'action du climat est favorisée par un milieu particulièrement fragile. En effet, la lithologie est constituée de roches tendres (marnes et schistes) sensibles à l'érosion en alternance avec des roches dures (calcaires, grès) d'un fort relief (le 1/4 des terres a des pentes supérieures à 25%) (J. Gréco, 1966).

Face à ce milieu fragile, les facteurs anthropiques ont également largement contribué à l'accélération des processus d'érosion. Ainsi, suite aux colonisations successives et à la pression démographique, les paysans algériens ont été amenés à défricher les zones fragiles et les éleveurs à faire pâturer les maquis et forêt des montagnes. Il s'en est suivi une dégradation progressive du milieu naturel traduite par une régression du couvert végétal et le développement des différentes formes d'érosion: décapage superficiels rigoles, formation de ravines, ravinement généralisé et glissement de terrain. Ceci a contribué à la diminution de la production agricole et la réduction de la capacité de stockage des barrages. Devant la gravité de ces problèmes, moyens importants ont été

mobilisés pour lutter contre l'érosion. Ainsi, plus de 800 000hectares ont été reboisés depuis l'indépendance (y compris le barrage vert), (Ministère de l'Hydraulique, 1987) et plus de 300 000hectares traités par les techniques de DRS (B. Heusch, 1986), mais malgré 50 années de lutte anti-érosive, les terres continuent de se dégrader et les barrages à s'envaser rapidement.

2- Processus de l'érosion dans les bassins versants :

2- 1 -Généralités :

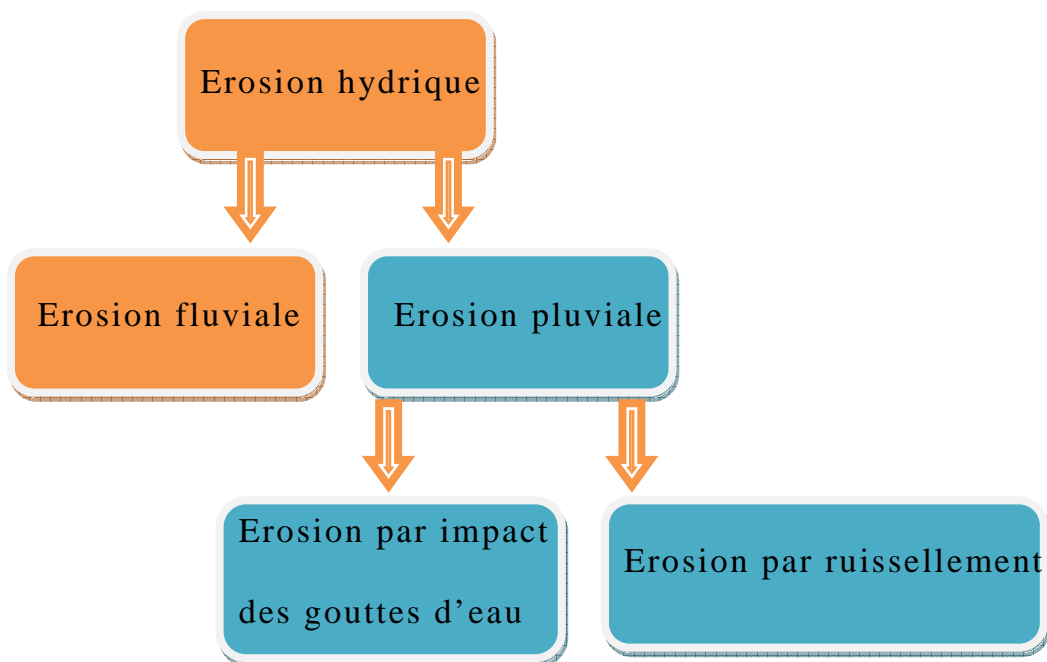
L'érosion du sol est un processus au cours duquel des particules du sol sont détachées et déplacées par un vecteur (eau, vent, travail du sol) (Poesen et Govers, 1994). Dans cette partie, nous donnons un aperçu de tous les processus d'érosion du sol ; ces derniers sont principalement actifs dans les champs.

Bien que les activités humaines soient influentes particulièrement sur l'érosion des berges ou du fond du lit et quelques fois sur l'érosion des sols, l'homme ressent l'effet de toutes les formes d'érosion et de dépôts de sédiments.

L'érosion est une manifestation particulière de l'action de l'eau sur le sol.

2-2-Érosion hydrique :

Celle-ci existe en plusieurs types:



L'élément déclencheur de ce type d'érosion est la pluie, qui provoque le détachement des particules élémentaires du sol.

2-3-Erosion en nappe :

Elle est caractérisée par une eau de ruissellement sans griffes ou rigoles visibles. Sous l'effet de l'impact des gouttes de pluies (effet splash), les particules sont arrachées et transportées. Ce phénomène est observé sur les pentes faibles où l'eau ne peut pas se concentrer.



Dans un premier temps, c'est l'impact des gouttes qui va arracher les particules. La battance des gouttes de pluie va envoyer des gouttelettes dans toutes les directions. Seulement, sous l'effet de la gravité les gouttelettes auront une vitesse plus importante vers l'aval que vers l'amont. Si l'on réalise une moyenne sur l'ensemble des gouttelettes, la vitesse sera dirigée de l'amont vers l'aval. A partir de là, il y aura formation de flaques et débordement de l'eau non infiltrée d'une flaque à l'autre ce qui entrainera un ruissellement en nappe.

L'érosion en nappe dépend de:

- ✓ L'intensité maximale des pluies qui déclenchent le ruissellement.
- ✓ L'énergie cinétique des pluies qui détachent les particules.

La durée des pluies et/ou l'humidité avant les pluies, c'est à dire l'état du sol.

Les signes qui permettent de caractériser l'érosion en nappe sont l'apparition de plages de couleur claire aux endroits les plus décapés et la remontée de cailloux à la surface du sol,

2-4- les conséquences de l'érosion en nappe sont:

- ✓ Le nivèlement de la surface du sol.
- ✓ La squelettisation des horizons superficiels.
- ✓ Le décapage entrainant l'apparition de taches claires.

2-5 -Erosion linéaire :

Ce type d'érosion intervient à la suite du ruissellement. Dans un premier temps, des flaques se forment. En débordant, les flaques communiquent entre elles et des lignes d'écoulement limitées dans l'espace apparaissent selon la ligne de plus grande pente selon la profondeur de ces lignes, le tableau II-1 donne les différentes formes d'érosion hydrique

Appellation des lignes d'écoulement (d'après Roose)	
Profondeur	Appellation
Quelques centimètres	Griffes
>10cm	Rigoles
10 à 20cm quelques mètres de large	Nappe Ravinant
>50cm	Ravines

Tableau N° (II.1): Formes d'érosion hydrique

Tout comme l'érosion en nappe, il existe une méthode pour mesurer l'érosion linéaire. Cette méthode qui est basée sur la méthode des volumes est celle de (Ludwig, 1992).

2-6-L'érosion pluviale :

L'érosion pluviale est l'aspect le plus important de l'érosion au nord de l'Algérie et précisément l'érosion par ruissellement dû aux eaux de pluie et surtout à la suite des averses torrentielles.

Ce type d'érosion découpe les horizons supérieurs du sol progressivement et sa force augmente avec l'intensité de la pluie et la longueur du bassin versant.

Cette force d'érosion diminue avec l'importance des obstacles rencontrés.

2-7- Causes de l'érosion :

Plusieurs agents influent directement ou indirectement sur le processus de l'érosion du bassin versant. La pluie torrentielle est l'agent principal du phénomène.

L'irrégularité des pluies en Algérie du nord est liée parfois aux intensités très élevées qui peuvent engendrer des pertes de terrains considérables.

La multiplicité des facteurs qui causent l'érosion exige une prise de connaissances de leurs effets directs sur le processus de l'érosion.

Les facteurs géologiques et pédologiques, les facteurs topographiques et autres ont tous leur influence sur ce processus.

2-7-1- Influence du climat :

Le changement de température, la hauteur de précipitation et le vent ont des effets prépondérants sur l'altération mécanique des roches.

Leur influence sur l'érosion est difficile à évaluer à cause de leur variation.

2-7-2- Les facteurs topographiques :

Les facteurs topographiques essentiels sont la pente du bassin versant, le relief, la densité du drainage, l'importance des reliefs et des plaines d'inondation, l'orientation et la taille du bassin.

Les fortes pentes avec un écoulement rapide sont généralement à l'origine d'une érosion excessive dont l'importance dépend de la géologie des sols et la protection de la couverture végétale.

2-7-3- Les facteurs géologiques et pédologiques :

Ce sont les facteurs géologiques relatifs aux roches en place, si les roches sont exposées à la pluie, au vent et aux forces de gravité, il peut y avoir désagrégation.

La structure et texture des sols, leur perméabilité, la présence de certains éléments chimiques et matières organiques conditionnent l'érodabilité des sols.

2-7-4- Le couvert végétal :

Un bon couvert végétal limite l'érosion en dissipant l'énergie de pluie; favorise l'infiltration et s'oppose à toutes les formes d'érosions.

L'occupation des terres est en rapport direct avec les activités humaines qui sont l'agriculture, l'élevage, les exploitations minières, l'abatage du bois, la construction des routes et l'urbanisation vu la suppression de la végétation, entourant sur les phénomènes d'érosion.

2-8- L'impact de l'érosion dans différentes régions :

L'érosion est un problème dont la gravité varie beaucoup d'un site à un autre. Kanwar (1982), a montré au congrès de l'Association Internationale des Sciences du Sol à New Delhi que sur 13.500 millions d'hectares des surfaces exondées dans le monde, 22 % sont cultivables et seulement 10 % sont actuellement cultivés (soit 1.500 millions d'ha). Ces dix dernières années, les pertes en terres cultivables ont augmenté jusqu'à atteindre 7 à 10 millions d'ha/an, suite à l'érosion, à la salinisation ou à l'urbanisation. A ce rythme, il faudrait trois siècles pour détruire toutes les terres cultivables. L'érosion est donc un problème sérieux à l'échelle mondiale mais il est bien plus préoccupant dans certaines régions du monde, comme c'est le cas au Maghreb et plus particulièrement en Algérie.

En milieu semi-aride, la durée de vie peut atteindre quelques dizaines d'années, malgré la modestie des pentes et de l'agressivité des pluies, mais la restauration de la fertilité des sols est d'autant plus lente que la production de biomasse est faible en zone aride et que les sols sont profondément épuisés.

L'analyse des transports solides de centaines de rivières américaines et européennes, montre qu'il existe une zone climatique semi-aride telle que celle qui existe en Algérie (pluies annuelles moyennes variant de 350 à 700mm, en fonction de la continentalité des bassins) où la dégradation spécifique des bassins est maximale. En zone plus aride, le transport solide spécifique diminue avec l'énergie des pluies (Fournier, 1955). En zone plus humide, le couvert végétal intercepte une part importante de l'énergie des pluies et du ruissellement (Fournier, 1955 et 1960). Ce qui est vrai statistiquement sur un grand échantillon de bassins versants, ne l'est plus à l'échelle du terroir et encore moins à l'échelle de la parcelle. Le mode de gestion particulier de chaque parcelle, entraîne

des différences locales très importantes et c'est ce qui justifie la mise au point de techniques culturales de lutte antiérosive.

En Algérie, L'érosion hydrique affecte gravement les ouvrages hydrauliques, conséquence d'un envasement rapide. Face à cet épineux problème l'Algérie tant bien que mal d'y remédier. Cependant des mesures ont été effectuées au niveau de ces ouvrages dans le but de mesurer l'ampleur de ce phénomène qui est l'envasement.

2-9-Causes d'érosion et facteurs de résistance du milieu :

Le tableau présente les processus de dégradation, les causes ainsi que les facteurs de résistance du milieu.

Les processus de dégradation et d'érosion et leurs formes	Les causes : différentes sources d'énergie	Les facteurs de résistance du milieu
Erosion en nappe Forme: nappe de sable, pellicule de battance ou de sédimentation, "demoiselle coiffée", microfalaise	Battance des gouttes de pluie	- le couvert végétal, - la pente, - le sol, - les techniques et structures anti-érosives
Erosion linéaire Formes: griffes, rigoles, ravines	L'énergie du ruissellement dépend du volume du ruissellement et de sa vitesse au carré $\frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}mgh$	- la vitesse du ruissellement est fonction de la pente et de la rugosité, - le volume ruisselé est fonction de la surface du bassin versant et de la capacité d'infiltration, - résistance du profil du sol et des racines

Tableau N° (II.2): Forme de dégradation et d'érosion, causes, facteurs de résistance du sol

2-10-Les conséquences de l'érosion

Les conséquences économiques se font sentir a deux niveau :

D'une part, on constate une réduction de la production nationale agricole en dépit de l'extension des surfaces agricoles suite a la dissection des surfaces cultivées et à la dégradation de leur fertilité.

D'après Sari (1997), dans l'Ouarsenis, en 90ans, les paysans ont perdu le tiers de la superficie cultivable.

D'autre part l'érosion réduit par envasement la capacité des réserves en eau des barrages au rythme de 20 millions de m³ /an. En outre 120 millions de tonnes de terre est le préjudice annuel dû a l'envasement estimé à 1% des investissements consentis à leur réalisation. La durée de vie moyenne de ces barrages en ALGERIE est d'environ 30 années selon (KADIK 1987).

3-Quantification de l'érosion :

L'importance de l'érosion hydrique et ces préjudices pour l'activité humaine d'un coté (pertes en sol), ont poussé l'homme à chercher et à proposer les méthodes pour remédier à ce phénomène crucial. Pour ce faire, il y a eu lieu d'abord de quantifier cette érosion par des méthodes empiriques disponibles.

Plusieurs formules et méthodes qui impliquent tous les paramètres physiques sont utilisées pour la quantification de l'érosion hydrique.

a)Formule de Henin "1950" :

Cette formule symbolise la relation existante entre l'érosion pluviale et les facteurs susceptibles de la favoriser ou de la limiter. La quantification de l'érosion spécifique "Es" est donnée par la formule (II.1)

$$E_s = \frac{I_p I}{KV_e} \quad (\text{II.1})$$

Avec : Ip : Intensité des précipitations.

I : Pente du bassin versant.

S : Susceptibilité des sols.

K : Perméabilité du sol.

Ve : Végétation.

Les facteurs S, K et Ve limitent l'érosion et en plus, les facteurs S et Ve semblent les plus difficiles à quantifier.

b) Formule universelle de Wischmeier "1959" :

Le modèle empirique de perte en terre de Wischmeier et Smith (USLE), a été élaboré à partir des essais d'érosion en parcelles dans une dizaine d'Etats d'Amérique du Nord, où un grand nombre de données sur l'érosion a été accumulé. En 1958, Wischmeier, statisticien du Service de Conservation des Sols fut chargé de l'analyse et de la synthèse de plus de 10.000 mesures annuelles de l'érosion sur parcelles et sur petits bassins versants dans 46 stations de la Grande Plaine américaine. L'objectif de Wischmeier et al (1978) était d'établir un modèle empirique de prévision de l'érosion à l'échelle du champ cultivé pour permettre aux techniciens de la lutte antiérosive de choisir le type d'aménagement nécessaire pour garder l'érosion en dessous d'une valeur limite tolérable compte tenu du climat, de la pente et des facteurs de production.

b-1-Analyse des principes du modèle.

Selon ce modèle, l'érosion est une fonction multiplicative de l'action érosive des pluies (le facteur R qui est égal à l'énergie potentielle) que multiplie la résistance du milieu, laquelle comprend K (l'érodibilité du sol), Ls (le facteur topographique),

C (le couvert végétal et les pratiques culturales) et P (les pratiques antiérosives). C'est une fonction multiplicative, de telle sorte que si un facteur tend vers zéro, l'érosion tend vers 0.

Ce modèle de prévision de l'érosion est constitué d'un ensemble de cinq sous modèles:

$$A=R (K.Ls.C.P) \quad (II.2)$$

A : Perte de terre (T/Ha).

R : Indice - pluie caractérisant l'agressivité de la pluie en T/Ha.

K : Indice - sol mesurant la plus ou moins grande susceptibilité du sol à l'érosion.

Ls : Indice- pente, permettant de comparer les conditions topographiques locales à des conditions standards.

C : Indice- culture permet de tenir compte du degré de protection du sol par le couvert végétal.

P : Indice- remède de conservation du sol.

Cette équation a été appliquée dans l'Est de l'Algérie et a montré la gravité du problème de l'érosion et a déterminé les périodes où l'érosion est intense. Les dégâts graves et intenses causés par l'érosion hydrique au fil des siècles a poussé l'homme par le biais de différentes formules empiriques à quantifier les pertes en sols, ces formules restent toujours à utiliser avec précaution du fait de leur limites d'application.

c) Formule de Gavrilovic (1960) :

Il a défini l'érosion spécifique, comme étant proportionnel à la température, la pluie et un coefficient d'érosion, l'équation est donnée par l'expression (II.3) :

$$E_s = 3,14 \cdot T \cdot P_0 \sqrt{Z}^3 \tag{II.3}$$

Où E_s : érosion spécifique dans le bassin versant (T/km².an)

T : coefficient de température

$$T = \sqrt{\frac{t_0}{10}} + 0.1 \tag{II.4}$$

Avec : t_0 : température moyenne annuelle en °C.

P_0 : pluie annuelle en (mm).

Z : coefficient d'érosion.

Avec :

$$Z = y.[x.a](\delta + \sqrt{I_{\text{moy}}}) \tag{II.5}$$

Où y : valeur du coefficient de la résistance du sol dû à l'érosion. Il dépend de la roche mère, le type du sol et du climat varie entre 0,05 et 1,0 "voir annexe" .

[x.a] : Coefficient de régularisation du bassin versant, se rapportant à la protection des sols, des influences des phénomènes atmosphériques des forces érosives liées aux conditions naturelles "voir annexe".

δ : Coefficient qui exprime le type et degré des processus visibles d'érosion dans le bassin versant "voir annexe".

I_{moy} : indice de pente moyenne du bassin versant.

d) Formule de L'A.N.R.H (1970) :

$$T_{ss}=26.62 I_e+5.071 I_p+9.77 C_t-593,59 \quad (II.6)$$

T_{ss} : transport solide spécifique moyen annuel (T/Km².an)

I_e : indice lithologique (%).

I_p : indice des précipitations (%).

C_t : Coefficient de torrentialité :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (II.7)$$

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{A} \quad (II.8)$$

D_d : densité de drainage

L_i : longueur de tous les cours d'eau d'ordre « 1 » (K m).

F_1 = nombre de talweg/ surface fréquence des talwegs élémentaires

Cette formule est applicable dans les conditions suivantes :

$$I_e > 10\%$$

$$I_p > 300$$

e) Formule de Tixeront (1960) :

$$Es = [S_1.Ta_1 + S_2.Ta_2 + S_3.Ta_3 + \dots + S_n.Ta_n] \quad (II.9)$$

Avec : Es : Erosion spécifique (t/Km².an).

Ta₁, Ta₂, Ta_n : Taux d'abrasion en fonction de la perméabilité du sol dans les sous bassins (T/Km²).

S : superficie totale du bassin (Km²).

S₁, S₂, S_n : Superficie des sous bassins (Km²).

En supposant que la totalité du bassin possède une même perméabilité

La formule (II.9) devient :

$$Es = K.Le \quad (II.10)$$

Le : Lamme d'eau ruisselée moyenne inter annuelle en (mm) .

K : un coefficient qui est déterminé en fonction de la perméabilité des terrains.

K = 8,5 pour les terrains d'une perméabilité élevée.

K = 75 pour les terrains d'une perméabilité moyenne élevée.

K = 350 pour les terrains d'une perméabilité faible à moyenne.

K = 1400 pour les terrains d'une perméabilité faible.

K = 3200 pour les terrains perméables.

f) Formule de Fournier (1960) :

$$Q_s = \frac{1}{36} \cdot \left[\frac{P}{P_a} \right]^{2,65} \cdot \left[\frac{H_{moy}}{S} \right]^{0,46} \quad (II.11)$$

Q_s : l'apport solide moyen inter annuel (en T/Km².an).

P : la pluviométrie du mois le plus arrosé (en mm).

H_{moy} : l'altitude moyenne (en mm).

P_a : la pluviométrie moyenne interannuelle (en mm).

S : superficie du bassin versant (en Km²).

g) Formule de poliakov :

$$E_s = A K Q I^{1/2} \quad (\text{II.12})$$

Q : Débit de ruissellement de surface.

K = 10⁴ : proportionnalité.

I = 0.16 : la pente moyenne du bassin versant

A = 0,5-10 : Coefficient d'érosion variant en fonction des types de sol.

On prend : A= 2.

Chapitre III :

Transports solides

1-Le transport solide :

1-1- Généralités :

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par le réseau d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

Le champ de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval l'eau et met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportés à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

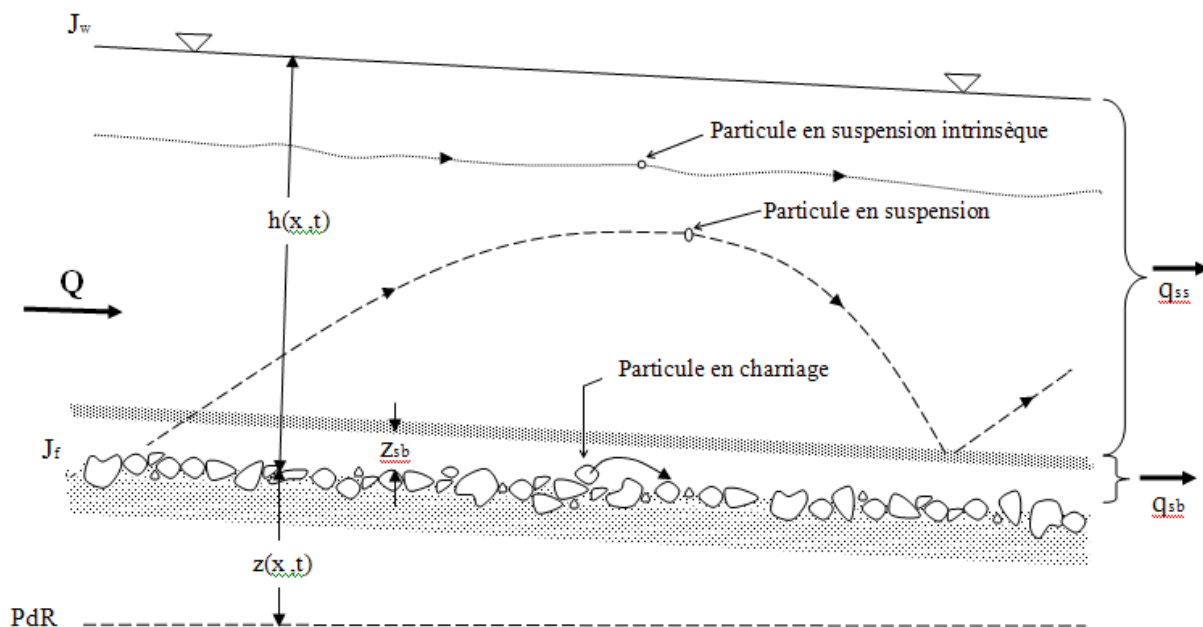


Figure (III-1): Mode de transport solide

2-Transport en matériaux du lit « charriage » :

2-1 -Définition :

Le transport par charriage est l'un des principaux types de transport solide dans un cours d'eau. Il concerne les plus gros matériaux qui contribuent à la formation et l'équilibre du lit, principalement la pente.

Ces éléments sont transportés sur le fond par roulement, glissement et saltation, la direction du mouvement est en gros parallèle au fond et les accélérations verticales sont faibles.

Le charriage dit transport de fond, constitue un sérieux problème en régularisation des débits des cours d'eau et dans la construction des ouvrages hydrotechniques.

Plusieurs recherches ont été entamées et axées sur le transport des sédiments en régime fluvial, aussi bien par voie théorique que par voie expérimentale, mais il n'existe pas encore une théorie générale du mécanisme et il est difficile de donner une définition universelle acceptable de la charge du fond.

Du Boys 1879 a été l'un des pionniers de cette recherche sur le charriage. Ce n'est que vers 1930 que cette recherche s'intensifie avec Meyer- Peter, Einstein ;

Ils ont basé leurs travaux sur l'équilibre d'une particule au sein d'un liquide en mouvement en régime fluvial, pour un canal de forme régulière.

Mais ces études ne peuvent pas s'appliquer directement à des transports de particules non homogènes pour des formes de lit d'oued non régulières.

Einstein a dressé une liste de caractéristiques qui y sont généralement associées:

- ✓ Il y'a échange de particules, permanent et intense entre la charge du fond en mouvement et le lit.
- ✓ La charge du fond se déplace lentement vers l'aval et le mouvement de chaque particule, individuellement, se fait à coups rapides séparés par des intervalles de repos relativement longs.

- ✓ Le saut moyen d'une particule est à peu près indépendant des conditions d'écoulement, de l'intensité du transport solide et de la composition des sédiments.
- ✓ Les vitesses de déplacement des différentes particules varient selon qu'elles se déplacent plus ou moins souvent ou temporairement.

2-2-Description du phénomène :

Sur le lit des matériaux sans cohésion, les grains isolés sont soumis aux forces de pesanteur et aux forces hydrauliques.

Les forces de pesanteur sont des forces stabilisatrices.

Les forces hydrauliques sont des forces déstabilisatrices dues à l'écoulement (traînée et portance).

La grandeur physique explicative de ce mode de transport (charriage) est la contrainte hydrodynamique critique " τ_c ".

Donc les grains constituant l'interface solide- liquide, ayant un poids et un coefficient de frottement, ils ne peuvent être mis en mouvement par l'action du fluide que si la contrainte sur le fond " τ " dépasse la valeur de la contrainte critique " τ_c ".

Ce mouvement de granulats se traduira par un transport sur le fond dans le sens de l'écoulement.

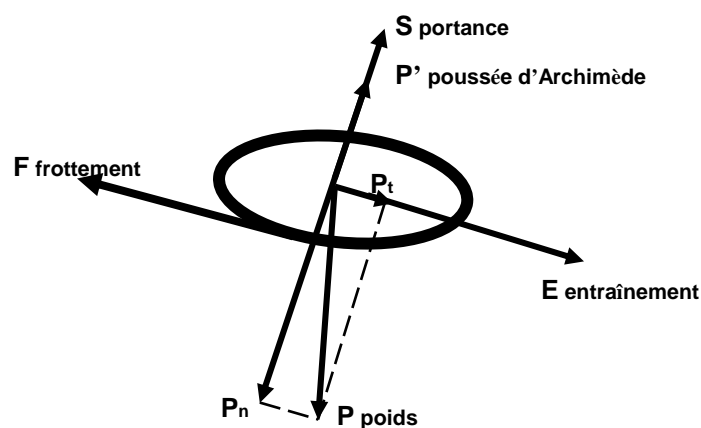


Figure (III-2): Equilibre d'un grain posé sur le fond d'un canal

La contrainte sur le fond de la rivière est exprimée par :

$$\tau = \rho g R_h J \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{III.1})$$

τ : La contrainte tangentielle de l'écoulement. (N/m^2)

τ_{cr} : contrainte critique du début d'entraînement. (N/m^2)

J : Perte de charge régulière de l'écoulement.

ρ : Poids spécifique de l'eau.

R_h : Rayon hydraulique (m).

g : Accélération de la pesanteur (m^2/s).

Pour cela, on dit que le charriage est un phénomène à seuil et l'analyse très simplifiée pour le début de mouvement, revient à comparer directement la force de déstabilisation due à l'écoulement à la capacité de résistance au mouvement des matériaux, qui tapissent le fond.

Pour prévoir la quantité des solides dans les retenues, plusieurs méthodes sont utilisées, la plupart d'entre elles se fondent, soit directement soit indirectement sur des mesures par prélèvement d'échantillons, ou sur des levés topographiques dans les retenues.

- ✓ Méthodes empiriques.
- ✓ Méthodes d'application des équations de transport solide.
- ✓ Modélisation mathématique.

2-3- Méthode empirique

Ce sont des procédés qui s'appuient sur la prise en compte de tous les processus complexes rencontrés dans le bassin versant.

Elles reposent sur des données expérimentales recueillies au bassin.

2-4-Méthodes d'application des équations du transport solide

De nombreuses formules de transport solide sont utilisées pour estimer le taux d'apports solides.

Dans des conditions d'écoulement bien précises, toutes ces formules donnent une évaluation du débit solide total ou du débit solide de charriage.

Pour la prévision à l'aide de ces formules de la quantité des solides il faut disposer des données du terrain sur l'hydraulique du chenal et des matériaux du lit, qui sont les facteurs primordiaux.

Le type de données disponibles est très souvent déterminant pour choisir une équation convenable.

2-5- modélisation mathématique.

2-5-1-Le modèle mathématique

Grâce à l'ordinateur et malgré les possibilités de calcul à grande vitesse, de cet ordinateur l'utilisation de la modélisation mathématique pour le calcul de l'érosion de sol et les transports solides reste limitée à cause de la complexité de quelques solutions numériques des équations mathématiques décrivant le phénomène.

2-5-2-Modélisation du transport solide

Nous analysons dans ce paragraphe les modèles existants de transport solide à faible débit solide par rapport au débit liquide ou à faible concentration de particules en mouvement au sein de l'écoulement. Les modèles sont basés sur l'écoulement de deux phases en interaction, et non une phase de mélange, comme c'est le cas pour la modélisation des laves torrentielles [Meunier 1991].

2-5-3- Phase liquide : équations de Saint-Venant

Les restrictions faites précédemment permettent de faire l'hypothèse que la rhéologie de l'écoulement liquide n'est pas modifiée par la présence de particules en mouvement. L'eau est considérée comme un fluide newtonien.

Par ailleurs, les vitesses en rivières sont inférieures à 10 m/s, donc négligeables par rapport à la célérité des ondes acoustiques dans l'eau. L'eau pourra donc être considérée comme incompressible. On pourra donc rendre compte des écoulements en rivières par les équations de Navier-Stokes.

Les écoulements en rivière sont presque toujours turbulents ($Re = U_m h / \nu > 2500$)

et couramment $10^5 < Re < 10^7$).

L'écoulement de paroi est souvent rugueux ($Rep = u^*k_s/\nu > 70$), mais pas toujours.

Ou K_s : est le coefficient de Strickler.

La pression est supposée hydrostatique, une pente de la surface libre inférieure à 10%, une dérivée seconde du tirant d'eau par rapport au temps faible devant l'accélération de la pesanteur et une faible courbure des lignes de courant.

Le profil vertical des vitesses, la turbulence et la loi de frottement sont supposés être ceux du régime uniforme.

On utilise couramment, pour ne pas dire exclusivement, les équations de Saint-Venant, qui sont issues d'une intégration des équations de Navier-Stokes, sur le tirant d'eau pour la version bidimensionnelle et sur la section en travers pour la version unidimensionnelle.

Nous présentons ci-dessous les équations unidimensionnelles de Saint-venant

[Graf & Altinakar 1996]

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_1 \quad (\text{III.2})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[I_2 \frac{Q^2}{S} \right] + gS \frac{\partial Z_S}{\partial x} = -P_m \frac{\tau_0}{\rho} - k_1 \frac{Q}{S} q_1 \quad (\text{III.3})$$

Avec q_1 : débit latéral,

$k_1 = 0$ ou 1 pour un débit latéral respectivement entrant ou sortant.

Les équations de Saint-Venant sont une bonne approximation de la réalité physique de l'écoulement liquide au voisinage du régime uniforme, dans la mesure où la contrainte au fond est liée à la vitesse débitante par le profil vertical en équilibre. Cette approximation devra sans doute être remise en cause dans le cadre de notre étude.

2-5-4- Conservation de la masse des sédiments et déformation du lit

La conservation de la masse de la phase solide est traduite par l'équation suivante :

$$(1 - p) \frac{\partial S_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = Q_{sl} \quad (\text{III.4})$$

p : porosité du fond, S_s : aire de la phase solide et Q_{sl} : débit solide

Le système d'équations (III.2) (III.3) et (III.4) est connu sous le nom d'équations de Saint-Venant - Exner [1925 in Graf & Altinakar 1996].

La plupart des modèles numériques de transport solide sont basés sur ces équations [Goodwin 1986, Ko 1990, Valiani 1992] avec éventuellement plusieurs équations de transport régissant les différentes classes granulométriques [Rahuel et al. 1989].

L'érosion et le dépôt doivent être répartis en travers de la section, ce qui est généralement fait au prorata d'une fonction de la contrainte au fond [Ko 1990]. De plus il faudrait en toute rigueur calculer la contrainte en tout point de la section, et tenir compte de la pente transversale du lit, ce que peu de modèles font.

La déformation de la section est délicate, du fait de l'hystérésis entre le dépôt et l'érosion. En particulier, il n'y a pas de dépôts en haut des berges contrairement aux érosions. Beaucoup de modèles ne prennent pas en compte cette hystérésis.

2-5-5- Equation dynamique : débit solide et capacité de transport

Pour chaque type de sédiment, on doit distinguer le débit solide observé en volume par unité de largeur noté q_s , et la capacité de transport de l'écoulement en volume par unité de largeur notée q_s^* , appelé également débit solide à saturation. Le débit solide n'est pas nécessairement égal à la capacité de transport, en particulier s'il n'y a rien à transporter.

Le débit solide est égal à la capacité de transport, lorsque le taux d'érosion est égal au taux de dépôt (les taux sont ici des débits par unité de temps) :

$$T_e(D, \tau_0) = (D, \tau_0, q_s) \Leftrightarrow q_s = q_s^*(D, \tau_0) \quad (\text{III.5})$$

il existe très peu de mesures concernant ces taux d'érosion et de dépôts, ce sont les capacités de transport qui ont fait l'objet divers de recherche.

L'égalité entre débit solide et capacité de transport est réalisée à deux conditions :

- ✓ le matériau est disponible au fond.
- ✓ le régime uniforme est établi pour l'écoulement et le transport solide.

Si le débit solide n'est pas égal à la capacité de transport, il tend vers cette dernière.

Si le régime n'est pas uniforme alors le débit solide tend vers la capacité de transport avec une certaine inertie.

Si le matériau transporté n'est pas présent au fond alors le débit solide est inférieur à la capacité de transport. C'est le cas par exemple de l'auto-suspension ou "wash load", car il s'agit de particules très fines ne constituant pas le lit, car la capacité de transport de ces particules est très grande et jamais atteinte, les apports amont étant insuffisants.

L'équation dynamique du sédiment peut s'écrire :

$$\frac{\partial q_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial q_s}{\partial x} + K_s \frac{\partial^2 q_s}{\partial x^2} = [T_d - T_e] = \frac{V_s}{X_c} [q_s^* - q_s] \quad (\text{III.6})$$

avec V_s : vitesse moyenne des sédiments, X_c : distance de chargement,

K_s : coefficient de dispersion lié à l'hétérogénéité des vitesses des particules solides

L'équation (III.6) est une équation de convection dispersion du débit solide avec un second membre faisant intervenir le taux de dépôt et le taux d'érosion. On voit par l'équation (III.6) qu'il y a équivalence entre une approche par la capacité de transport et une approche par les taux d'érosion indépendants du débit solide, et de dépôts variant linéairement avec le débit solide. Ceci permet en général de bien rendre compte des mécanismes de transport solide à faible concentration. Dont les détails sont présents dans les paragraphes sur les lois de chargement.

L'équation (III.6) est rarement utilisée car on considère généralement que le débit solide est égal à la capacité de transport.

2-5-6- Lois de chargement

On entend par lois de chargement, les lois qui traduisent le retard spatial ou temporel du débit solide par rapport à la capacité de transport. Ceci pouvant résulter d'une modification des conditions d'écoulement, ou d'un apport solide inférieur à la capacité de transport (blocage du transit solide par un barrage). Pour que cette question ait un sens il faut évidemment qu'il y ait suffisamment de matériau mobilisable à l'aval par l'écoulement.

C'est ce phénomène qui a le plus été étudié dans le cadre du transport solide en régime non-uniforme. Nous en faisons ici un état de l'art, en y apportant quelques critiques.

Ce retard peut s'expliquer :

- ✓ par l'inertie des particules solides qui ne réagissent pas immédiatement aux modifications de la capacité de transport [Daubert et Lebreton 1967],
- ✓ par le temps ou la distance nécessaire à l'adaptation de la structure du fond aux nouvelles conditions d'écoulement [Wijbenga & Klaassen 1983, Jain 1992],
- ✓ par le temps ou la distance nécessaire à l'établissement du nouveau profil des vitesses et de la nouvelle structure turbulente, et donc de l'inertie de la capacité de transport elle-même.

2-5-7- Formulation des lois de chargement

Tous les auteurs [Daubert et Lebreton 1967, Bell et Sutherland 1983, Rahuel 1988, Jain 1992, Balayn 1996] modélisent le retard spatial par des lois de type exponentiel, le retard temporel modélisé par le même type de loi est plus rarement pris en compte dans les modèles.

L'équation générale s'écrit :

$$\frac{\partial q_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial q_s}{\partial x} + K_s \frac{\partial^2 q_s}{\partial x^2} = [T_d - T_e] = \frac{V_s}{X_c} [q_s^* - q_s] \quad (\text{III.6})$$

Pour prendre en compte le retard spatial Daubert & Lebreton [1967], Jain [1992] et Phillips & Sutherland [1985] proposent :

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = \frac{q_s^* - q_s}{X_c} \quad (\text{III.7})$$

Cette équation est une simplification de l'équation (III.6).

Bell et Sutherland [1983] proposent :

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = \frac{q_s^* - q_s}{X_c} + \frac{q_s}{q_s^*} \frac{\partial q_s^*}{\partial x} \quad (\text{III.8})$$

L'équation (III.8) proposée par Bell & Sutherland [1983] a l'inconvénient de donner $q_s = q_s^*$ pour tout $x > X^*$ si on a $q_s(X^*) = q_s^*$, car alors :

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = \frac{\partial q_s^*}{\partial x}$$

Cela veut dire qu'une fois que le débit solide a atteint la capacité de transport, il y reste, peu importe l'évolution de l'écoulement à l'aval, c'est un peu une loi de chargement instantané.

Par ailleurs, les valeurs de X_c , obtenues par régression sur des données expérimentales, sont fonction du temps, ce qui conforte le fait que cette formulation est mal adaptée. L'ordre de grandeur du retard spatial (quelques dizaines de centimètres) est le même qu'en utilisant la formule de Daubert & Lebreton [1967]. De plus, il semble que les auteurs se soient finalement ralliés à l'équation (III .5), comme en témoigne leur publication de 1985. En conséquence nous ne retiendrons que cette expression.

Pour prendre en compte le retard temporel, Jain [1992] propose:

$$\frac{\partial q_s}{\partial t} = \frac{q_s^* - q_s}{T_c} \quad (\text{III .9})$$

avec $T_c = X_c/V_s$: durée de chargement

2-5-8- Inertie des particules en mouvement

Phillips & Sutherland [1985] expriment X_c linéairement avec libre parcours moyen d'une particule solide X_s , lui-même fonction linéaire de

$$X_c = C_1 X_s = C_2 [\tau_0 - \tau_{0c}] = \alpha_x D (\Psi - \Psi_c) \quad (\text{III .10})$$

Avec C_1, C_2 Constantes et $\alpha_x > 4000$.

Les auteurs font remarquer que les distances ainsi obtenues sont très courtes (quelques dizaines de centimètres). Armanini & Di Silvio [1988] considèrent que le retard spatial est inférieur à la taille des ondulations du fond, et comme ils résolvent les équations sur un pas d'espace supérieur à la taille des ondulations du fond, ils considèrent que le débit solide est toujours égal à la capacité de transport,

Ou tout du moins le débit solide moyenné sur le pas d'espace de résolution.

Ceci semble raisonnable dans le cas du charriage, mais n'est sans doute plus vrai dans le cas de transport en suspension, pour lequel le libre parcours moyen des particules est nettement plus élevé.

2-5-9- Inertie de la structure du fond

La structure du fond peut s'appréhender à deux échelles, la forme du fond, et en particulier les dunes, et l'imbrication des particules constituant le fond.

Les caractéristiques des dunes (hauteur, longueur d'ondes) dépendent des conditions d'écoulement [Wijbenga & Klaassen 1983], et leur formation est intimement liée aux processus de transport solide. Par ailleurs les dunes sont responsables d'une partie de la résistance à l'écoulement, et par voie de conséquence des pertes de charge peuvent être à l'origine du ralentissement des processus de transport [Fredsoe 1981]. De nombreux auteurs ont montré que la hauteur des dunes s'adaptait avec une certaine inertie aux modifications des conditions d'écoulement [Gee 1973, Allen 1978, Fredsoe 1979 et 1981, Wijbenga & Klaassen 1983]. Ils proposent des lois de relaxations exponentielles pour la hauteur des dunes. Cette inertie est certainement liée à l'inertie du débit solide.

L'agencement des particules au fond les unes par rapport aux autres dépend également des conditions d'écoulement. Jain [1992] pense que l'inertie du débit solide est liée à l'agencement des particules posées au fond. Il rend compte de ce processus en considérant deux catégories de particules (figure III.3) : les particules exposées à l'écoulement et les particules non-exposées avec différentes probabilités de mise en mouvement. La proportion de particules exposées ne s'adaptent que progressivement à la modification des conditions d'écoulement. C'est la différence de ces deux probabilités et la distance ou le temps qu'il faut pour arriver aux nouvelles proportions à l'équilibre des deux catégories de particules, qui font que le retard spatial n'est pas relié à la longueur moyenne d'un saut.

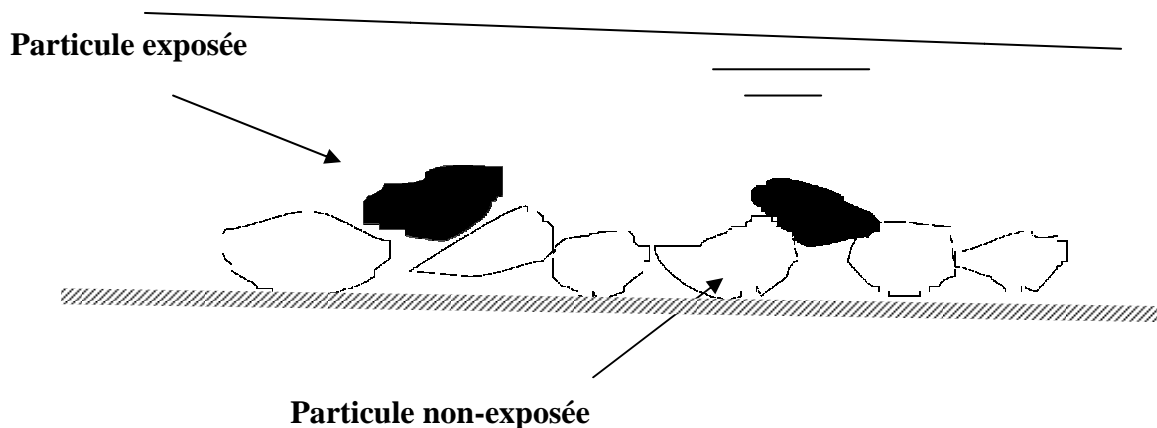


Figure (III-3) Particules exposées en noir et particules non-exposées en blanc

Jain propose les expressions suivantes pour les retards spatial et temporel:

$$X_c = -\frac{X_s}{\ln(s)} \quad (\text{III .11})$$

Avec X_s : longueur moyenne d'un saut.

$$T_c = -\frac{T_B}{\ln(s)} \quad \text{avec} \quad T_B = \frac{6h}{u_m} \quad (\text{III .12})$$

avec T_B : temps entre deux bruts.

$$s = (1 + \gamma)(1 - \varepsilon)(r - p) \quad (\text{III .13})$$

r : probabilité de mouvement d'une particule exposée.

p : probabilité de mouvement d'une particule non-exposée.

γ : probabilité moyenne de particules non-exposées déstabilisées par un choc (elles passent dans la couche exposée).

ε : probabilité de particules en mouvement regagnant une position stable (dans la couche non-exposée).

Pour le calcul de la vitesse des particules solides, Jain a utilisé la formule (III.14) D'Engelund & Fredsoe [1976, in Phillips & Sutherland 1989] :

$$V_s = 8.5u^* \sqrt{1 - \sqrt{\frac{u_{crit}}{u^*}}} \quad (\text{III.14})$$

A partir de ses propres mesures et des mesures de Bagnold [1936 in Jain 1992], Jain [1992]

propose :

$$X_c = -\frac{X_s}{1.82[\Psi - \Psi_{crit}]} \quad (III.15)$$

$$\text{Avec : } X_s = V_s T_B = 51h \frac{u^*}{U_m} \sqrt{1 - \sqrt{\frac{\Psi_{crit}}{\Psi^*}}} \quad (III.16)$$

Par ailleurs (III.11) et (III.12) impliquent :

$$\frac{T_C}{T_B} = \frac{X_c}{X_s} \quad (III.17)$$

$$T_C = \frac{T_B}{1.82[\Psi - \Psi_{crit}]} = \frac{h}{0.30U_m[\Psi - \Psi_{crit}]} \quad (III.18)$$

2-6- Comparaison des différentes approches

Les approches de Jain et des autres auteurs cités sont a priori contradictoires, chacun considérant que son modèle s'ajuste bien aux données.

La seule convergence entre les différents auteurs est l'ordre de grandeur du libre parcours moyen d'une particule, qui est de l'ordre de quelques dizaines de centimètres, et que ce dernier augmente quand la contrainte au fond augmente.

Les données de Jain [1992] sont au nombre de 4, ce qui limite la portée de ces conclusions, alors que les données de Phillips & Sutherland [1985] sont nombreuses mais très dispersées, ce qui limite également la portée de leurs conclusions.

Réexaminons les arguments théoriques des différents auteurs.

Pour Phillips & Sutherland [1985], il y a un lien entre libre parcours moyen et retard spatial, donc plus la contrainte est importante, plus il faudra de temps ou de distance pour qu'une particule donnée retouche le fond, et par conséquent le retard augmente quand la contrainte au fond augmente.

Alors que pour Jain [1992], c'est le contraire, puisque c'est l'inertie de la structure du fond qui est responsable du retard spatial, plus la contrainte est forte, plus le nombre de particules mis en mouvement est important, et plus la structure du fond s'adapte vite, d'où

un retard qui diminue quand la contrainte au fond augmente.

Si l'on considère que le retard est proportionnel au nombre de particule mis en mouvement par unité de temps et de surface, et au libre parcours moyen, on devrait alors faire la somme de ces deux termes. Ce qui fait que l'inertie au chargement va augmenter pour les faibles valeurs du paramètre de Shields par l'effet de structure du substrat, et pour les fortes valeurs du paramètre de Shields par l'effet de la suspension.

La difficulté majeure de mise en œuvre des lois de chargement réside dans la détermination de la distance ou du temps de chargement. Ces derniers pourront être des paramètres de calage du modèle au même titre que le coefficient de frottement ou le diamètre représentatif des particules solides [Balayn 1996].

2-7- Transport solide en crue

Quelques travaux ont tenté de mettre en évidence l'impact de la nature transitoire de l'écoulement sur la dynamique des sédiments. Des expériences en laboratoire [Graf & Suzka 1985, Suzka & Graf 1987] comparent le volume solide transporté lors du passage d'une onde de crue (Vol_s) avec la prédiction faite par un calcul en régime uniforme (Vol_{s0}), la formule de transport solide ayant été calée sur le canal expérimental en régime uniforme.

Un lien est établi entre l'écart des volumes transportés et la forme de la crue. Cette dernière est représentée par le rapport entre la variation du tirant d'eau maximum (Δh) et le temps de montée (ΔT_R), le temps de descente (ΔT_D) et le temps total de la crue (ΔT). Les auteurs utilisent en particulier le paramètre P, qui n'est autre que la version globale du nombre adimensionnel proposé.

$$P = \frac{1}{u^*} \frac{\Delta h}{\Delta T} \quad (\text{III.19})$$

Suzka propose la relation suivante, obtenue par régression sur les données recueillies en canal expérimental :

$$\frac{Vol_s - Vol_{s0}}{Vol_{s0}} = 115 \left[\frac{1 \Delta h}{u^* \Delta T} \right]^{1/2} \left[\frac{D_{50} l}{\Delta h} \right]^{1/2} - 0,3 \quad (\text{III.20})$$

Les résultats sont ensuite appliqués aux crues rapides. L'écart estimé lors d'une vidange de retenue sur le Rhône est de 25%.

Des mesures antérieures [Griffiths & Sutherland 1977] ont été effectuées sur le même type d'écoulement. Les auteurs arrivent à la conclusion que les lois du transport solides en régime uniforme donnent des résultats satisfaisants. Comme le fait remarquer Graf à juste titre, les ondes de crues étudiées par Griffiths correspondent à des facteurs P compris entre 0,0003 et 0,002 ce qui donne effectivement un écart faible sur le volume transporté si l'on se ramène à la relation déduite des expériences de Graf.

Par contre, le fait que la relation de Suzka fasse intervenir uniquement ΔT la durée de la crue est curieux, car les gradients ne jouent plus aucun rôle. Ceci pose problème pour une formule qui veut prendre en compte la nature non-uniforme du régime hydraulique.

Par ailleurs, la façon de calculer le débit solide équivalent en régime uniforme diffère d'un auteur à l'autre. En effet, le débit solide est fonction en régime uniforme du débit et de la hauteur d'eau, ces grandeurs étant liées par

le régime uniforme :

$$q_s = f(\tau_0) \text{ avec } \tau_0 = \rho g \frac{q^2}{K_s^2 h^{7/3}} \text{ et } q^2 = K_s^2 I h^{10/3} \quad (\text{III.21})$$

En peut calculer le débit solide à partir du débit liquide ou de la hauteur d'eau

$$q_s = f(\tau_0) \text{ avec } \tau_{0h} = \rho g I h \text{ ou } \tau_{0q} = \frac{q^{3/5} I^{7/10}}{K_s^{3/5}} \quad (\text{III.22})$$

En régime non-uniforme ce n'est plus le cas, et l'on trouvera des valeurs différentes selon que l'on calcule le débit solide à partir de la hauteur d'eau ou du débit.

Graf le calcule à partir de la hauteur d'eau (τ_{0h}), Griffiths en faisant la moyenne arithmétique entre la valeur obtenue à partir du débit et celle obtenue à partir de la hauteur d'eau $((\tau_{0h} + \tau_{0q})/2)$.

Il serait plus naturel de recalculer une contrainte au fond à partir du débit et de la hauteur d'eau, en utilisant l'expression de la loi de frottement sans faire intervenir la pente :

$$\tau_0 = \rho g \frac{q^2}{K_s^2 h^{7/3}} \quad (\text{III.23})$$

2-8- Le modèle physique

Le modèle réduit est encore un outil pour simuler les processus physiques.

La nécessité d'employer un modèle réduit résulte en général suite à une difficulté de résolution des équations mathématiques suite à une difficulté de résolution des équations mathématiques décrivant un phénomène d'étude. il reste coûteux devant le modèle mathématique.

La transposition des résultats à la réalité nécessite le respect des règles de similitudes qui peuvent limiter les possibilités d'études d'un projet en modèle réduit.

2-9-Méthodes de calcul :

a) Formule de Shields (1936) :

$$q_s = 10qJ \frac{(\tau - \tau_{cr})}{[(\rho_s / \rho) - 1]^2 D_{50}} \quad (\text{III.24})$$

τ_{cr} : contrainte critique du début d'entraînement, est donnée par la courbe de Shields.

La formule de Shields a été établie à l'aide d'essais en canal de laboratoire.

Les densités des sédiments utilisés étaient comprises entre 1,06 et 4,2 et les diamètres moyens allaient de 1,56mm à 2,5mm. Etant donné les valeurs peu élevées de τ , on peut admettre que la formule de Shields correspond à un transport solide du type charriage.

b) Formule de Meyer-Peter et Muller (1948) :

Le système d'équations conduisant à l'expression de g_s s'écrit :

$$0,047(\rho_s - \rho)gD_m + 0,25(\rho)^{1/3} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \right)^{2/3} g_s^{1/3} = \left(\frac{K_f}{K'_f} \right)^{3/2} \rho g R_h J_f \quad (\text{III.25})$$

Après simplification on trouve :

$$g'_{sb} = \left[\frac{\rho R_h \xi_m J_f}{(\rho_s - \rho) D_{50}} - 0.047 \right] \frac{(\rho_s - \rho) D_{50}}{\rho_s / \rho} \quad (\text{III.26})$$

$$\xi_m = \frac{K_f}{K'_f} = \sqrt{\frac{\Lambda_f}{8}} \frac{u}{\sqrt{g R_h J_f}} \quad (\text{III.27})$$

Λ_f : est le coefficient de darcy-weishbach relatif au fond et à la rugosité de grain. on l'obtient à l'aide des abaques de Nikuradse dans lesquelles on remplace D, diamètre de la conduite par $4R_f$, et K_s : Rugosité équivalent par D_{50} .pour des valeurs telle que :

$$\sqrt{\frac{\Lambda_f}{8}} \frac{VD_{50}}{v} \geq 100 \quad (\text{III.28})$$

On peut admettre la formule en régime hydraulique rugueux.

$$K'_f = \frac{26}{D_{90}^{1/6}} \quad (\text{III.29})$$

$$K_f = \frac{u}{R_h^{2/3} J_f^{1/2}} \quad (\text{III.30})$$

On a : $0.35 \leq \xi_m \leq 1$; et on prend : $\xi_m = 1$ si n'existe pas d'ondulation dans le fond

$$q_s = \left(\frac{g_{sb}}{\rho} \right); g_s = \frac{g'_{sb} \rho_s}{(\rho_s - \rho)} \quad (\text{III. 31})$$

c) Formule d'Einstein-Brown (1950) :

$$\Phi = 40 \left(\frac{1}{\Psi} \right)^3 \text{ pour } \frac{1}{\Psi} \geq 0,09 \quad (\text{III.32})$$

Avec

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) g D_{50}}, \tau = \rho g R_f J \quad (\text{III.33})$$

$$\Phi = \frac{g_s}{\rho_s g F_1 \sqrt{g \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho} \right) - 1 \right] D_s^3}} \quad (\text{III.34})$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gD_s^3 \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho} \right) - 1 \right]}} - \sqrt{\frac{36v^2}{gD_s^3 \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho} \right) - 1 \right]}} \quad (\text{III.35})$$

Après simplification on aura :

$$q_s = \frac{1}{\Phi} \sqrt{\frac{\rho}{(\rho_s - \rho)gD_s^3}} \quad (\text{III.36})$$

D_s : est soit pris égal à D_{50} soit à la moyenne géométrique D_o . La formule d'Einstein-Brown dérive des données de Gilbert et de Meyer-Peter-Muller

($D_m \in 0,3\text{mm}$ à 7mm).

d) Formule de Schoklitsch :

$$q_s = \frac{2,5}{S_s} j_e^{3/2} (q - q_{cr}). \quad (\text{III.37})$$

$$q_{cr} = 0,26(S_s - 1)^{5/3} \frac{(D_{50})^{3/2}}{j^{7/6}} \quad (\text{III.38})$$

$$S_{ss} = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (\text{III.39})$$

3- Les fines « Transport par suspension »:

3-1-Définition :

Le transport par suspension est le deuxième type de transport solide dans un cours d'eau.

Il concerne les éléments fins qui progressent dans le sens du courant au sein du même du liquide.

Ces éléments fins du transport solide sont maintenus en suspension par la turbulence et la quantité de ces matériaux dépend essentiellement des éléments fins, qui proviennent de l'érosion du bassin, suite au ruissellement des eaux de pluie.

3-2-Description du phénomène :

Au fur et à mesure que la vitesse du courant s'accroît dans le cours d'eau, l'intensité de la turbulence s'accroît également jusqu'au stade où les particules en saltation atteignent une hauteur

au-dessus du fond où les forces extensionnelles fluctuantes dues à la turbulence dépassent le poids des particules.

A partir de ce moment, les particules ne suivent plus une trajectoire définie, mais elles suivent des trajectoires aléatoires dans l'épaisseur du fluide.

Le critère d'apparition des phénomènes de suspension qui consiste à définir la vitesse "U" d'écoulement du liquide, par laquelle la poussée de ce dernier sur les grains de diamètre "D" permet la mise en suspension des grains quartzeux de 0,2 à 0,85 millimètres de diamètre dans des écoulements naturels de rivières est définie par la formule de W.Kresser suivante :

$$U^2 = 360 \cdot g \cdot D \quad \text{(III.40)}$$

Avec : $U = C \sqrt{hJ}$ (III.41)

et $\tau = \gamma \cdot h$ (III.42)

$$\text{d'où } \tau = 360 \left(\frac{\gamma g}{C^2} \right) D \quad \text{(III.43)}$$

τ : La contrainte tangentielle de l'écoulement (N/m²)

γ : Poids volumique du liquide (N/m³)

C : Coefficient de Chezy.

h : Hauteur du liquide (m).

J : Perte de charge régulière de l'écoulement.

U : Vitesse de l'écoulement (m/s).

D : Diamètre des grains (mm).

g : Accélération de pesanteur (m²/s).

3-3-Méthodes de calcul :

3-3-1-Méthode approchée :

Elle consiste à effectuer des prélèvements en bordure d'un cours d'eau.

Ainsi, dans un laboratoire, nous mesurerons la concentration « c » de l'échantillon prélevé par filtration, le passage à l'étuve et enfin la pesée.

La relation du débit solide est exprimée par la formule (III.44):

$$Q_s = C \cdot Q_l \text{ en (kg/ s)} \tag{III.44}$$

Remarque :

La répartition de la charge en suspension, dans la section transversale d'une rivière dépend de la dimension du matériau. Les particules dont le diamètre est inférieur à 60 microns montre en général une répartition homogène selon la profondeur et la largeur (suspension uniforme).

Il n'est pas de même pour les éléments grossiers qui se présentent selon un gradient de concentration en fonction de la profondeur (suspension graduée).

3-3-2-Méthode par exploration des champs de vitesse :

La méthode consiste à explorer à travers une section droite d'un cours d'eau, le champ de concentration en matière en suspension et de déterminer le débit solide par intégration. Nous prélevons des échantillons aux différents points de la section transversale et en différentes profondeurs, par la suite on détermine le champ de concentration et le champ de vitesse.

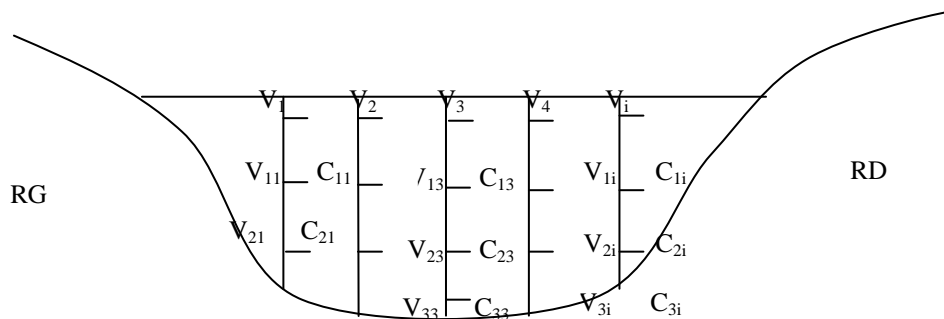


Figure III-4 : Section de mesure

Le dépouillement d'un jaugeage de débit solide se fait de la même manière que celui du débit liquide, un certain nombre de points sont répartis sur plusieurs verticales, pour lesquelles on dispose d'une mesure de vitesse (V) et d'une mesure de concentration des matériaux en suspension(C).

Pour une verticale i nous reporterons C.V en fonction de la profondeur h_i .

Nous traçons les épures de vitesse de chaque verticale.

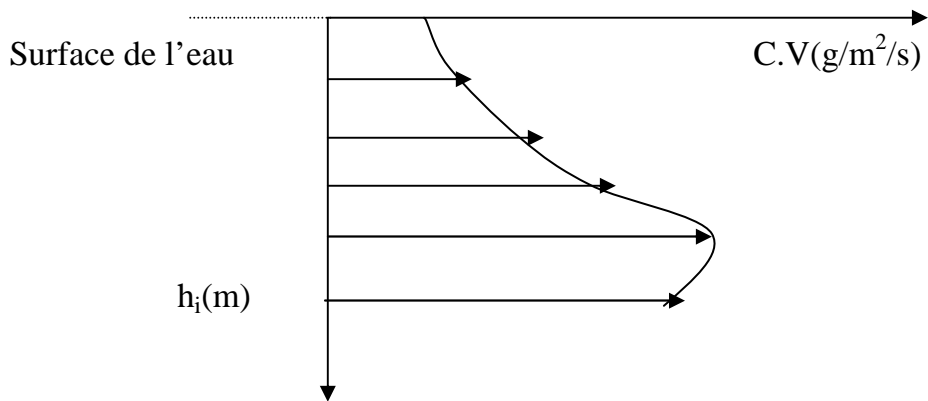


Figure III-5 : Epure des débits solides élémentaires

D'où

$$q_s = \int_0^{h_i} CVdh \quad (III.45)$$

C: concentration des matériaux en suspension au niveau d'un point de mesure en (g/l).

V : vitesse au niveau d'un point de mesure en (m/s).

h_i : profondeur de la vertical i en (m).

Pour avoir le débit solide au niveau de la section de l'oued (section de mesure), on intègre le débit solide unitaire sur toute la largeur de l'oued (largeur de la section de mesure), qui sera donnée par la formule I.16 :

$$Q_s = \int_0^L q_s .dl = \int_0^L \int_0^{h_i} Cv.dh.dl \quad (III.46)$$

Avec :

L_i : la largeur totale de la section de mesure.

Q_s : débit solide à travers toute la section exprimée en Kg/s ou bien en tonne /an

Il est à noter l'existence d'autres méthodes de mesure des concentrations, telle que la mesure directe de la concentration en utilisant l'absorption et la diffusion des rayonnements par les matières en suspension et aussi la méthode de mesure de concentration par prélèvement selon (Guillot, 1987).

3-3-3-Détermination de la concentration des matériaux en suspension:

a) Formule d' Abalianz (1958):

$$\bar{C} = 26 \cdot \frac{\bar{U}}{h^{3/4} \cdot W} \quad (\text{III.47})$$

\bar{C} : Valeur moyenne du taux de concentration des matériaux (g/l).

\bar{U} : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

W : Vitesse de décantation des grains dans l'eau (m/s).

h : hauteur du liquide (m).

b) Formule d'obrien (1933) :

Cette formule s'appuie sur le fait que le taux de concentration dépend directement de la côte Z des points de prélèvement.

$$\frac{C}{C_0} = \left[\frac{h-Z}{Z} \cdot \frac{Z_0}{h-Z_0} \right]^{w/ku^0} \quad (\text{III.48})$$

Avec :

C : taux de concentration volumique à la côte Z (g/l).

C_0 : taux de concentration volumique à la côte Z_0 (g/l).

H : hauteur du liquide (m).

K : constante universelle de Karman.

W : vitesse de chute (m/s).

u^* : vitesse d'érosion (m/s).

$$u^* = (gR_h J_f)^{1/2} \quad (III.49)$$

$$u^* = (gR_h J_f)^{1/2} \Rightarrow u^* = (9.81 * 1.46 * 0.0026)^{1/2} \Rightarrow u^* = 0.193 \text{ m/s}$$

$$W = \frac{(\rho_s - \rho)}{18\mu} gD_{50}^2 \quad (III.50)$$

$$W = \frac{(\rho_s - \rho)}{18\mu} gD_{50}^2 / W = 0.00207 \text{ m/s (Pour } t^{\circ}=20^{\circ}\text{)}$$

Avec :

J: Perte de charge régulière de l'écoulement.

R_h: Rayon hydraulique (m).

g : Accélération de la pesanteur (m²/s).

ρ : Poids spécifique de l'eau.

ρ_s : Poids spécifique du solide.

D₅₀ : Diamètre moyen des grains (mm).

u : vitesse au niveau d'un point de mesure en (m/s).

$$u = 2.5u^* \text{Ln}\left(\frac{30Z}{K}\right) \quad (III.51)$$

D'après Einstein : $q_s = 0.667 \sum \Delta q_{si}$ (III.52)

Avec : $Q_{ss} = q_s b$ (III.53)

b : Largeur du cours d'eau

Δq_{si} : Débit solide pour un tronçon i (m³/s.ml).

Q_{ss} : Débit solide total (m³/s.).

Le but de cette partie est d'estimer les débits solides (masse des sédiments en suspension) en utilisant le maximum des données des courbes d'eau (débit liquides et leur évolution dans le temps malgré l'absence des données sur les débits solides (concentration)).

3-4-Le débit solide total est:

$$Q_{st} = Q_{ss} + Q_{sc} \quad (III.54)$$

Chapitre IV :

L'engrèvement

des barrages

1-L'alluvionnement dans les réservoirs et les moyens de lutte contre ce phénomène :

1-1-Les facteurs conditionnels de l'engrèvement des réservoirs :

Un réservoir s'ensablera d'autant plus rapidement que sa capacité V faible vis à vis du débit solide Q_s , apporté par le cours d'eau qui alimente le réservoir, étant dans une région déterminée approximativement proportionnel au débit liquide lui même est relié à la superficie S du bassin versant par une loi linéaire.

Il est nécessaire de caractériser un réservoir par sa capacité (spécifique) en m^3/km^2 du bassin versant.

Les apports solides venant de l'amont sont fonction essentiellement :

- De la surface de la topographique et de la nature géologique du bassin versant
- Du régime des pluies et de la température
- De la résistance à l'érosion du sol, liée à sa teneur en eau et à son couvert végétal (forêt, pâturages, culture)

Une partie du débit solide Q_s du cours d'eau est évacuée à l'aval du barrage, soit du fait de l'exploitation normale soit par manœuvres de chasse.

Le réservoir se dévasera d'autant plus rapidement qu'ils comporteront de plus grandes vannes au niveau du fond du lit naturel.

Une retenue de faible longueur et de forte pente, engravée de matériaux peu cohérents et de granulométrie moyenne, sera évidemment plus facilement débarrassée de ses dépôts qu'une cuvette plate encombrée de vase consolidés sous de grandes hauteurs d'eau.

1-2-Mécanisme de formation des dépôts dans le réservoir :

Les observations on montrés que des l'entrée d'un cours d'eau à débit solide important Q_s dans le remous d'un barrage, dont la cote de retenue est maintenue constante s'amorce une sorte de plateau sous lacustre faiblement incliné dans le sens du courant, le front aval de ce plateau ,qui présente un talus assez raide (analogue à celui d'un remblai exécute par décharge

à l'avancement) progresse peu à peu dans la retenue et en l'absence de toute manœuvre de chasse atteint le barrage au bout d'un temps plus au moins long .

Le delta qui comporte peu d'éléments fins est formé en majeure partie par le matériau charrié sur le fond de la rivière (galets, graviers, sables grossiers).

Les vases et limons en suspension dans l'eau se déposent généralement en aval du delta. Suivant leur granulométrie et la topographie des lieux, la répartition des dépôts correspondants est alors plus au moins uniforme dans l'ensemble de la retenue.

Exceptionnellement les limons peuvent créer des courants de densité ou (underflow) constitués par un écoulement d'eau turbide au sein des eaux relativement claires de la retenue, ces eaux troubles peuvent cheminer sur le fond du réservoir et venir s'accumuler dans sa partie aval en formant un petit lac de boue surmonté par l'eau claire de la tranche supérieure, qui se consolide peu à peu, ainsi pourraient s'expliquer les nappes de vase à surface presque horizontale atteignant des dizaines de mètres d'épaisseur au droit du barrage. Dans d'autres cas le courant de densité semble cheminer entre deux eaux et peut au voisinage du barrage, se relever pour atteindre les ouvrages de prise d'eau ou d'évacuation des crues.

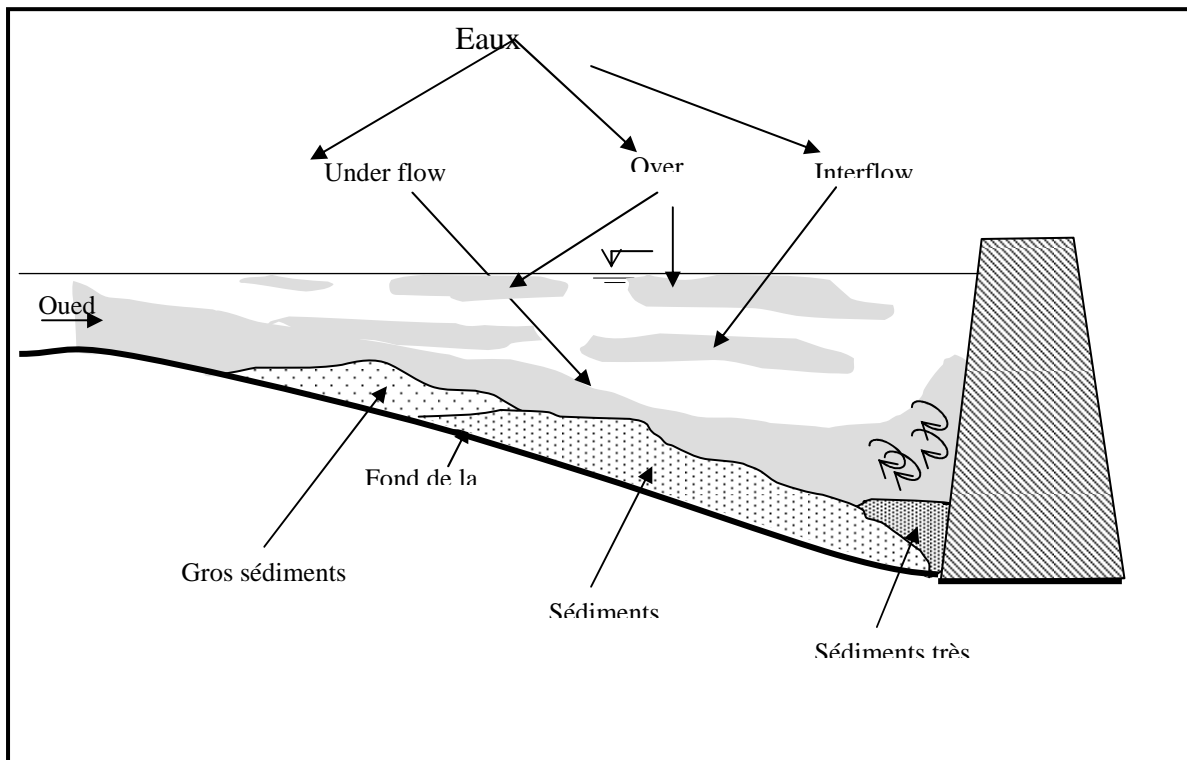


Figure (IV.1) Mode d'envasement

1-3-Dépôts formés par les matériaux charriés :

L'évolution du delta à l'amont peut être schématisée ainsi : lors des crues le front du plateau avance vers le barrage ; sa pente diminue, son extrémité aval forme un talus d'éboulement lorsque le débit conserve sa valeur moyenne on observe un alluvionnement régressif; la pente du plateau augmente après un certain temps mais assez lentement. L'abaissement du plan d'eau entraîne l'avancée du plateau vers le barrage tandis que son élévation augmente l'alluvionnement vers l'amont. Le remblaiement acquiert son intensité maximum dans les zones à fortes vitesses mais celles-ci se déplacent du fait de ce remblaiement lui-même, ce qui tend à égaliser les dépôts.

La divagation des courants limite l'efficacité des chasses dans les retenues de grande largeur car le débit au lieu de se répartir également sur toute celle-ci (la largeur) se concentre en quelques bras à fort débit par mètre qui creusent dans les dépôts de véritables canyons dont les berges s'éboulent plus ou moins il faut rattacher à ce phénomène, la formation d'îles que l'on n'observe parfois vers la limite du remous des barrages spécialement dans les parties en courbe du cours d'eau

1-4- Dépôts formés par les matériaux transportés en suspension :

Les matériaux fins en suspension dans l'eau se déposent suivant leur grosseur dans la région de la retenue où la vitesse et la turbulence sont suffisamment amorties. Dans la zone du plateau sous lacustre on ne rencontre jamais de vases et de limons que sur la berge à faible pente, le plus souvent elles se rassemblent au fond de la cuvette à l'aval du front des matériaux charriés et tendent à se concentrer au pied du barrage.

Dans les retenues de faibles importances par rapport au débit d'alimentation surtout si elles sont étroites et 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.

Il arrive parfois que les matières en suspension, au lieu de se déposer plus ou moins complètement dans toute la masse du réservoir, se concentrent en un courant de densité ou (underflow) qui peut couler soit superficiellement, soit entre deux eaux suivant sa densité par rapport à l'eau qui l'entoure.

L'intérêt pratique de l'étude systématique des courants de densité réside dans la possibilité de les utiliser pour évacuer à l'aval du barrage les matières en suspension qu'ils transitent sans dépôts à travers la retenue.

A cet effet, il conviendrait de prévoir plusieurs vannes (réparties sur toute la largeur de la partie inférieure du barrage) de hauteur relativement faible vis à vis de l'épaisseur du courant de densité ; celles-ci seraient ouvertes particulièrement pendant et après les crues pour soutirer les eaux à fortes concentrations apportées par l'underflow à la rigueur dans les barrages existants on pourrait utiliser dans ce but les vannes de vidange bien que leurs nombres, leurs dimensions et leurs emplacements soient rarement adaptés à ce rôle.

2-Méthodes de calcul :

2-1-Sédimentation dans la retenue :

La sédimentation est due au débit solide des cours d'eau amont, qui résulte lui-même de l'érosion générale du sol et de l'attaque des berges et du lit des cours d'eau. Bien qu'il existe différentes méthodes pour réduire la production de sédiments dans le bassin versant et le cours d'eau, l'apport de matières solides par les affluents ne peut être influencé de manière significative sur le long terme.

Il est difficile de fixer l'intensité de la pluie susceptible de provoquer l'entraînement des particules solides, car la résistance du sol est changeante dans l'espace et dans le temps (Beyer Portner 1998).

Thévenin (1960) donne comme seuil critique d'intensité de pluie i sur 60 minutes en Algérie $i_{60\text{min}} \geq 15$ mm/h, avec des pointes d'intensité sur une minute dépassant $i_{1\text{min}} \geq 60$ mm/h. Selon

Thévenin, ces valeurs peuvent être adoptées comme premier critère d'érosion, bien qu'il soit très difficile d'établir une corrélation générale entre la pluviométrie et l'érosion.

Sinniger et al. (1994) proposent une intensité sur 15 minutes de $i_{15\text{min}} \geq 40$ mm/h, soit un volume de précipitation V_p d'une seule averse de $V_p \geq 95\text{mm}$

L'importance et la nature du débit solide sont liées d'une part à l'intensité de l'érosion hydrique et d'autre part à la capacité de transport de l'écoulement. Le transport solide peut se présenter essentiellement sous deux formes différentes, la suspension, le charriage. Dans des conditions bien déterminées, le débit solide peut être évalué par l'application de formules d'origine expérimentale dont le domaine de validité est souvent très étroit et qui ne tiennent que rarement compte de l'histoire et de la disponibilité des matériaux à transporter.

Faute de pouvoir calculer de manière exacte le débit solide en fonction du temps et de l'histoire du transport solide, il est souvent fait recours aux mesures in situ.

Celles-ci portent essentiellement sur la suspension, et le transport de fond, ce dernier type de mesure restant toutefois peu utilisé. Cet inconvénient n'a que peu d'influence sur la détermination des courants de densité, étant donné que les matériaux transportés par charriage et saltation se déposent dans la zone du delta du bassin et n'ont dès lors plus d'incidence sur la densité des courants de fond.

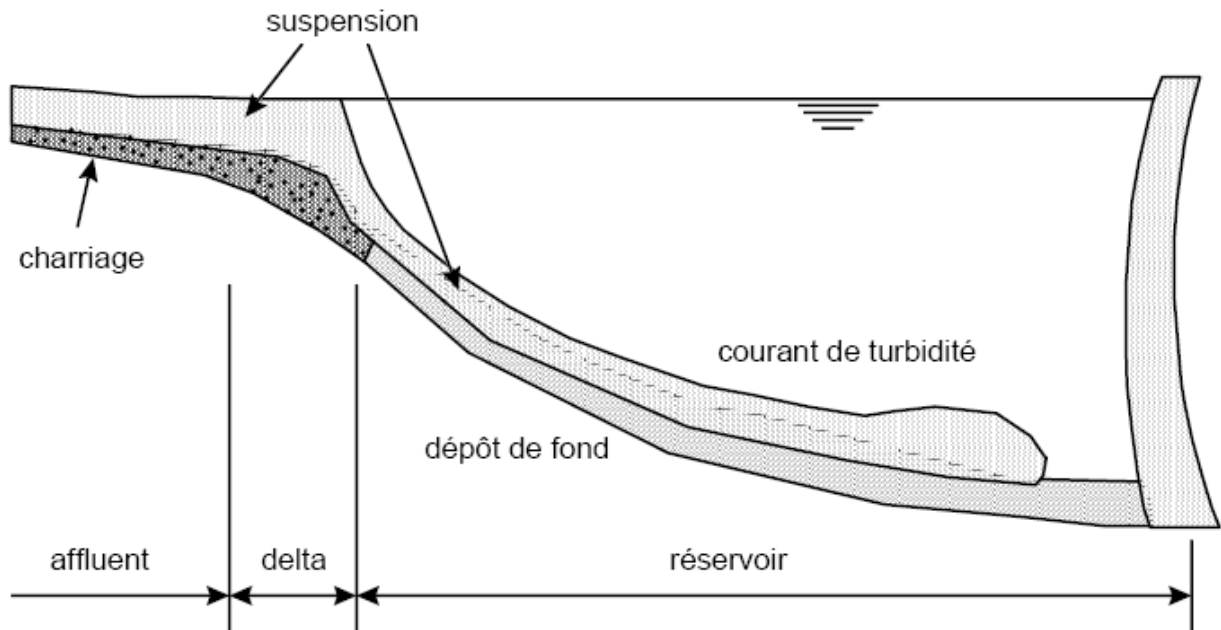


Figure (IV.2) : Mode d'envasement par le courant de turbidité

Les dépôts de sédiments dans un réservoir sont ainsi composés de :

- La matière solide transportée par charriage, qui se dépose en forme de delta à l'entrée du réservoir selon son degré de remplissage.
- La matière en suspension transportée par des courants de turbidité qui se dépose d'une manière encore à préciser dans le reste du réservoir, voir figure (IV.2)

Ce sont donc essentiellement les mesures de la charge en suspension des affluents qui permettent d'évaluer la charge d'un courant de densité dans le réservoir.

Les observations faites vont de 0.7 à 36.4 g/l [0.026 à 1.374 %] pour des bassins versants en Algérie et de 0.3 à 27.8 g/l [0.011 à 1.049%] aux Etats-Unis, selon Thévenin (1960). Marzouki (1992) mentionne des observations faites sur 17 barrages en Maroc allant jusqu'à 144 g/l [5.434 %], avec des moyennes de 3 à 21 g/l [0.113 à 0.792 %]. Des concentrations de sédiments jusqu'à 400 g/l [15.094 %] ont été mesurées dans la rivière jaune en Chine, valeur donnée par Hu (1995).

Les dépôts sédimentaires qui se trouvent dans les réservoirs peuvent être retirés, soit :

- en recourant à une énergie externe comme dans le cas d'une excavation mécanique de dragage, soit :
- en tirant avantage du potentiel disponible de l'eau arrêtée ou en écoulement, par le moyen de purges ou de vidanges.

Grossièrement, deux types d'exploitation sédimentologique d'un réservoir peuvent être distingués.

- ✓ La régulation pluriannuelle ou saisonnière, où les sédiments peuvent se déposer librement dans le barrage et sont évacués à intervalle régulier par une vidange partielle ou totale du bassin. C'est ce principe qui est appliqué actuellement dans la plupart des grands réservoirs.

Cette méthode est souvent à l'origine de dégâts dans le cours d'eau aval et nécessite l'arrêt de l'exploitation normale du réservoir pendant l'opération qui peut durer plus ou moins longtemps. Elle permet normalement d'équilibrer le volume de sédiments à long terme à un niveau acceptable.

- ✓ La régulation événementielle en situation de crue, où les sédiments sont évacués à l'instant de leur arrivée dans le lac par des moyens appropriés comme le passage par un évacuateur de fond accompagné éventuellement d'un abaissement du plan d'eau. Le principe est de réduire au minimum possible le taux de rétention des sédiments pendant la période des fortes crues caractérisées par des apports solides considérables, en maintenant le taux de rétention de l'eau élevé pendant le reste du temps. La dérivation en cas de crue d'un affluent chargé en sédiments permet d'atteindre le même résultat. Cette méthode s'avère particulièrement utile pour les réservoirs situés sur des cours d'eau à grande variation de charge en suspension, où une seule crue peut transporter plus de 90% de la charge solide annuelle totale. Cette méthode permet de limiter au minimum le volume de sédiments accumulés et de garantir à long terme l'équilibre du cours d'eau.

Ce sont essentiellement les techniques de purge par les organes de vidange qui permettent la régulation sédiment logique d'un réservoir. L'enlèvement des dépôts par l'ouverture de la vanne inférieure d'un barrage est une méthode pratiquée dans le monde entier avec un succès très variable. L'efficacité de la chasse dépend en grande partie du niveau d'eau au moment de l'opération. Pour ne pas abaisser le niveau d'eau au moment de la chasse, elle est effectuée en charge et son effet est limité à une zone proche de l'entrée de la vidange de fond.

Une fois la vanne ouverte, une dépression en entonnoir se développe rapidement autour de l'entrée de la vidange de fond. Aussitôt que les pentes du cratère atteignent l'angle de talus naturel des sédiments, la capacité d'extraction des sédiments devient nulle.

Le soutirage des courants de densité par la vidange de fond constitue un cas spécial de purge à lac plein. Souvent considéré comme un moyen très rentable de dévasement, son application efficace nécessite des organes spécialement conçus, permettant d'évacuer de grandes quantités d'eau pendant des durées adaptées à celles des crues. La formation et le maintien des courants de densité dans le réservoir peuvent être plus ou moins favorables à ce type d'opération.

La purge peut être très efficace lorsqu'elle se pratique parallèlement à l'abaissement du niveau d'eau. L'efficacité est en relation inverse avec la hauteur d'eau. Par une évacuation continue des dépôts sédimentaires, il est possible d'éroder un canal qui peut même atteindre l'ancien lit fluvial si les conditions favorables suivantes sont réunies :

- Abaissement complet du niveau d'eau.
- Débit de chasse suffisant.
- Durée adéquate de l'opération.

L'érosion suit en général le profil longitudinal du réservoir, mais son action latérale est assez faible. En renforçant l'opération sur les côtés à l'aide d'engins mécaniques, l'efficacité de l'extraction peut s'étendre à tout le réservoir.

L'efficacité d'une opération de vidange complète peut encore être améliorée si on dispose d'un réservoir à l'amont qui permet des lâchers d'eau pendant la vidange. La réalisation d'une chasse pendant une crue aurait un effet similaire, toutefois sans contrôle ni du débit ni de la durée.

Le traitement théorique de la chasse dans un réservoir présente de grandes difficultés vu les mécanismes complexes d'écoulement d'eau et de sédiments. Toute analyse implique nécessairement des simplifications importantes. Il est possible de minimiser les pertes d'eau avec une vidange à un niveau d'eau le plus haut possible sans pour autant perdre trop d'efficacité. L'exploitant doit donc rechercher le niveau d'eau optimal dans le réservoir (Drawdown Water Level). A profondeur d'eau non nulle et en supposant que le débit liquide soit constant pendant la vidange, l'écoulement atteindra sa vitesse minimale près du barrage, vitesse déterminante pour l'efficacité de la chasse.

Une méthode simple pour estimer l'efficacité d'une chasse est présentée par Scheuerlein (1992).

Elle est basée sur une analyse unidimensionnelle pour un réservoir en forme simplifiée de prisme. L'analyse permet de trouver le niveau d'eau optimal dans le réservoir pour une vidange efficace en fonction d'une vitesse critique de mise en mouvement des sédiments de granulométrie spécifiée.

Le siphonnement est une autre méthode intéressante pour retirer les dépôts sédimentaires d'un réservoir sans recourir à une source d'énergie externe. Comme pour l'opération de purge, c'est la différence de pression entre le niveau du réservoir et celui de la vanne inférieure qui fournit l'énergie. Contrairement à la purge, l'étendue du siphonnement peut être augmentée par l'utilisation d'un tuyau flexible rattaché à la vidange de fond et muni d'une tête aspirante à son autre extrémité.

2-2- Vitesse de chute d'une particule élémentaire

Dans une eau calme, une particule élémentaire est soumise à trois forces : force de gravité (proportionnelle à la masse de la particule), poussée d'Archimède, résistance opposée du fluide au mouvement de la particule.

Suivant le mouvement relatif du fluide par rapport à la particule, l'écoulement sera laminaire (régime de Stokes), semi-turbulent (régime d'Allen) ou turbulent (régime de Newton-Rittinger). Ces différents régimes correspondent à des nombres de Reynolds différents.

La vitesse de chute dépend de la force hydrodynamique de résistance, définie comme suit : $T=3\pi\mu dW$, pour un régime laminaire et $T=C_d\rho AW^2$, pour un régime turbulent et transitoire. $Re=Wd/\nu$, avec W : vitesse de chute, d : diamètre de la particule, ν : viscosité cinématique de l'eau (égale à 20°C à $10^6\text{m}^2/\text{s}$ et 3,5 °C à $1,6 \cdot 10^6\text{m}^2/\text{s}$), C_d : coefficient de traîné.

a)- Ecoulement laminaire (loi de Stokes $d < 0,12\text{mm}$) $Re < 1$

$$W = Kd^2 = \frac{(\rho_s - \rho)}{18\rho} d^2 g / \nu \quad (\text{IV-1})$$

où ρ_s et ρ étant respectivement la masse volumique du solide et du fluide (en kg/m^3 ou en g/cm^3).

b)- Ecoulement semi turbulent (sables $0,12 < d < 2\text{mm}$) $1 < Re < 500$

Dans ce régime l'établissement des lois définissant la vitesse de chute rencontre des difficultés, mais il existe plusieurs lois telles que la loi de Contrarov (1969):

$$W = 0,0811 \log \left(83 \left(\frac{3,7d}{d_m} \right)^{1,0037T} \right) \frac{g^{2/3} (\rho_s - \rho)^{2/3}}{\nu^{1/3} \rho} d \quad (\text{IV-2})$$

Où T : température, d_m : diamètre maximal = 1.5mm, notons que les résultats expérimentaux restent les plus représentatifs de la vitesse de chute dans un régime semi-turbulent où cette vitesse est donnée par la relation $W = Kd$.

De nombreuses mesures ont été faites au LCHF « laboratoire central d'hydraulique de France » sur des matériaux naturels et artificiels ayant des gammes de densités comprises entre 2.6 et 1.045, des abaques ont été élaborés permettant d'avoir directement les vitesses de chute.

c)- Ecoulement turbulent (galets $d > 2\text{mm}$) $Re > 500$

$$W = Kd^{1/2} \text{ avec : } K = 70 \left(\frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} \right)^{1/2} \text{ (en CGS)} \quad (\text{IV-3})$$

2-3- Influence de la concentration des particules :

La vitesse de chute des particules supérieures à 100microns (0.1mm) diminue lorsque la concentration de la suspension augmente. Des formules et des graphiques en été établis, dont :

a)-Formule de Famularo (1962)

$$\frac{W_c'}{W_c} = \frac{1}{1 + 1,30C_v^{1/3}} \quad (\text{IV-4})$$

b)-Formule de Burgers (1941)

$$\frac{W_c'}{W_c} = \frac{1}{1 + 6,88C_v} \quad (\text{IV-5})$$

où C_v : concentration volumique.

W_c : vitesse de chute d'une particule élémentaire isolée.

W_c' : vitesse de chute dans une eau chargée.

D'après Gandin le rapport entre les deux vitesses $\frac{W_c'}{W_c}$ est donné par un graphe.

Notons que sur des éléments très fins (poudres, limons, vases et argiles) que le phénomène est plus complexe par suite de la floculation qui active la vitesse de sédimentation à certaines concentrations.

2-4-Bilan des échanges érosion –sédimentation :

Le terme source représentant le bilan des processus d'érosion et de dépôt des sédiments en suspension selon (JOBSON et SAYRE1970) et (CELIK et RODI 1988) est pris égal à :

$$S = \alpha w(cs - c) \quad (\text{IV-6})$$

w : est la vitesse de chute.

Ce terme source dépend des conditions hydrodynamiques (hauteur, vitesse) et à la fois du coefficient α et de la concentration de sable à l'équilibre c_s . Les variations de α sont en général négligeables. Le coefficient α est en effet souvent pris égal à 1, valeur testée par Van Rijn (1985) ou utilisée comme constante homogène de calage (Naceur2000). Nous avons, en ce qui nous concerne, choisi d'utiliser le coefficient α donné par la formule de Lin et *al.* (1983).

$$\alpha = \frac{1}{3} \left(\frac{h}{2d_{50}} \right)^{w/ku^*\psi} \quad (\text{IV-7})$$

avec ψ , un coefficient empirique pris égal à 10, $k = 0.40$, constante de Von Karman et u^* la

vitesse de cisaillement sur le fond: $u^* = \frac{\sqrt{g}}{c_k} u$.

Le coefficient de rugosité de Chézy est soit une constante, prise égale à

$60 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$, soit calculé par la formule suivante : $Ch = 18 \log(12h/3d_{90})$.

$$c_s = \frac{d_{50} T^{1.5}}{k_s D_*^{0.3}} \quad (\text{IV-8})$$

$$D_* = d_{50} \left(\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (\text{IV-9})$$

c_s : la concentration de sable à l'équilibre donnée par Von Rijn (1984).

s : la densité des sédiments.

ν : la viscosité cinématique de l'eau.

k_s : la rugosité équivalente.

T : le nombre de Van Rijn exprimé par la formule suivante :

$$T = \frac{\tau_c - \tau_{cr}}{\tau_{cr}} = \rho \frac{u_c^2 - u_{cr}^2}{u_{cr}^2} \quad (\text{IV-10})$$

La vitesse de chute est calculée par la formule suivante :

$$w = \frac{10\nu}{d_{50}} \left(\sqrt{1 + 0.01(s-1)gd_{50}^3} - 1 \right). \quad (\text{IV-11})$$

2-5-Tassement des vases

2-5-1- Sédiments grossiers (sable , graviers, cailloux) :

Les sédiments grossiers du type sables, galets et graviers, une fois déposés sur les fonds ne se tassent pratiquement pas ; s'ils subissent une 'remise en place' et une imbrication entre eux, on peut admettre toutefois qu'ils restent quasi stables dans le temps.

2-5-2- Sédiments fins (limons-vases-argiles) :

Les éléments fins par contre sont essentiellement variables dans le temps et se tassent en perdant leur eau interstitielle. Ils se consolident et passent d'un état fluide à un état plastique, puis solide.

Après leur dernière phase de décantation gravitaire, à vitesse entravée, les flocons de vase vont commencer, sous l'évacuation de couches déposées au-dessus à se tasser en évacuant progressivement leur eau interstitielle.

Dans ces domaines de tassement, la variation de la concentration t_s répond à l'expression suivante:

$$t_s = \alpha \cdot \text{Log} t + \beta \quad (\text{IV-12})$$

Où

t : le temps par (heure).

α = facteur qui dépend principalement du diamètre des particules augmentant avec la taille des particules.

β = facteur lié au milieu aqueux.

Le tassement des sédiments dans un milieu aqueux dépend de très nombreux paramètres : nature et dimension des particules, influence du milieu aqueux, conditions de sédimentation (hauteur, concentration initiale, température).

✓ Influence de la nature et de la dimension des particules : Le tassement des vases, boues ou limons dépend de la dimension, de la forme et de la charge électrique des particules solides formant les dépôts. D'une façon générale la concentration moyenne du culot de tassement en eau douce naturelle, sera d'autant plus importante que le diamètre des particules élémentaires sera plus grand.

On peut estimer pour les sédiments inférieurs à 10μ que cette concentration moyenne augmente pratiquement linéairement en fonction du diamètre d (en microns) des particules selon des expressions de la forme suivante :

- après 6 mois de tassement : $t_s(\text{g/l})=300+80d$.
- après 10 jours de tassement : $t_s(\text{g/l})=200+75d$.
- après 10 heures de tassement : $t_s(\text{g/l})=150+50d$.

Dans tous les cas, la concentration moyenne du culot de tassement variera comme il a été dit, en fonction du logarithme du temps t : $t_s=\alpha \log t+\beta$

La valeur du facteur α est une fonction croissante du diamètre qui atteint des valeurs d'autant faibles que l'on passe de la phase de tassement par décantation des flocons, aux phases d'élimination de l'eau interstitielle et de l'eau fixée aux micelles :

- décantation des blocs : $\alpha=0,01+0,05d$
- élimination des eaux interstitielles : $\alpha'=0,01+0,015d$.
- élimination des eaux fixées aux micelles : $\alpha''=0,01+0,001d$.

✓ Influence de la hauteur de la suspension : un dépôt de sédiments très fins tend d'autant plus rapidement vers une asymptote de tassement que l'épaisseur initiale du dépôt

sera faible ; si l'épaisseur initiale du dépôt est faible, les eaux s'évacueront rapidement des couches sous-jacentes et les vases se tasseront très vite alors que le processus est inverse si les dépôts sont répartis sur de grandes hauteurs.

2-6: Calcul du volume de la vase :

a-Formule de F.Orth:

Le premier à avoir écrit ce processus fut F.ORTH (1934). Il suppose que la capacité résiduelle varie dans le temps en fonction d'une loi à décroissance exponentielle, c'est-à-dire qu'après tant d'années d'exploitation, elle est égale à :

$$C_t = C_{Rn} (a^t) \quad (\text{IV-13})$$

Où : C_t : Capacité résiduelle après t années de service.

C_{Rn} : Capacité a retenue normale.

a : Paramètre propre à chaque retenue.

Toute la difficulté réside dans la détermination du paramètre "a". Dans ce but on se propose de résoudre le problème de la façon suivante :

On peut écrire si V_{st} étant le volume envasé après t années.

$$C_t = C_{Rn} - V_{st} = C_{Rn} (a^t) \quad (\text{IV-14})$$

$$V_{st} = C_{Rn} (1 - a^t) \quad (\text{IV-15})$$

Si on suppose que durant la première année d'exploitation $t = 1$ le volume de sédiment accumulé V_{s1} est égal à l'apport solide moyen annuel Q_s on aura :

$$Q_{st} = C_{Rn} (1 - a) \quad (\text{IV-16})$$

Ce qui entraîne que :

$$a = 1 - \left(\frac{Q_{st}}{C_{Rn}} \right) \quad (\text{IV-17})$$

La formule de prévision devient :

$$C_t = C_{Rn} \left(1 - \frac{Q_{st}}{C_{Rn}} \right)^t \tag{IV-18}$$

Graphe :

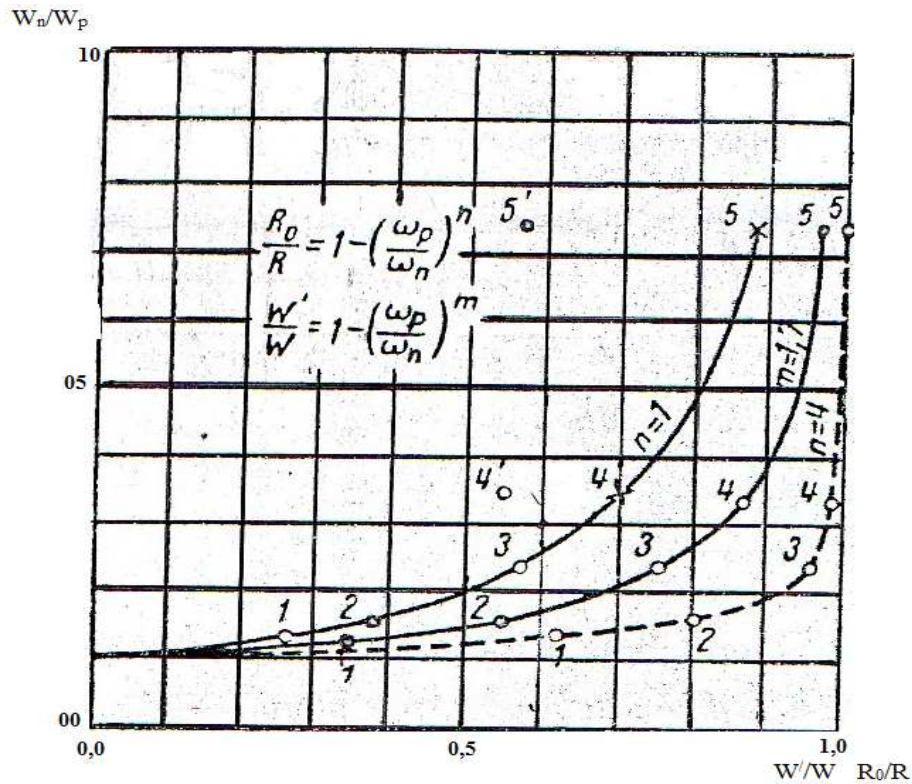


Figure (IV.3): Graphique $\frac{R_0}{R} = f\left(\frac{\omega_n}{\omega_p}\right)$

b- Formule de Taylor:

Taylor présente le processus d'ensablement des barrages selon les schémas suivant:

En linéarisant les grandeurs volumétriques, Taylor à représenté la capacité initiale du barrage sous forme d'une hauteur de colonne d'eau (h) ayant une base égale à 1.0 mètre carré.

x : l'épaisseur de la couche de sédiment pour une hauteur d'une colonne d'eau unitaire.

d : hauteur de la colonne d'eau résiduelle après l'ensablement à la fin de T année.

Taylor a obtenu par exemple la fin de la première année d'exploitation une hauteur de colonne d'eau égale à $h(1-x)$, pour la fin de la deuxième année $h(1-x)^2$ et enfin pour la fin de T années.

$$d = h(1 - x)^T \quad (\text{IV-19})$$

Connaissant la valeur de x et la hauteur initiale des charges d'eau du barrage h , on peut déterminer la hauteur d'envasement pour n'importe quelle période de temps T .

Chapitre V

Calcul de l'envasement

du barrage de

Foum El Gherza

1- Présentation du bassin versant l'Oued El Abiod :

1-1- Situation géographique :

Le bassin versant Oued El Abiod est situé dans le massif des Aurès. Il fait partie du grand bassin hydrologique de Chott Melghir qui se compose de trois principaux oueds : oued El Abiod ; oued Chenawra et oued Tkout formant par leur confluence oued Ghassira. Oued El Abiod est formé par la réunion des torrents descendants des raides pentes de Chelia 2326m et Ichemoul 2100m. Après avoir traversé Tighanimine, il s'encaisse dans les canyons de Ghoufi et les gorges de Mchouneche, puis s'ouvre une voie vers la plaine Saharienne jusqu'aux gorges de Foum el Gherza. Le bassin versant est caractérisé par sa dissymétrie, une partie montagneuse au nord à plus de 2000 m Chelia, et une autre basse au Sud 295m El Habel. Il s'étale sur une superficie de 1300 km² circonscrite par un périmètre de 200 km.



Figure (V-1) Carte situation géographique du barrage de FOUM EL GHERZA

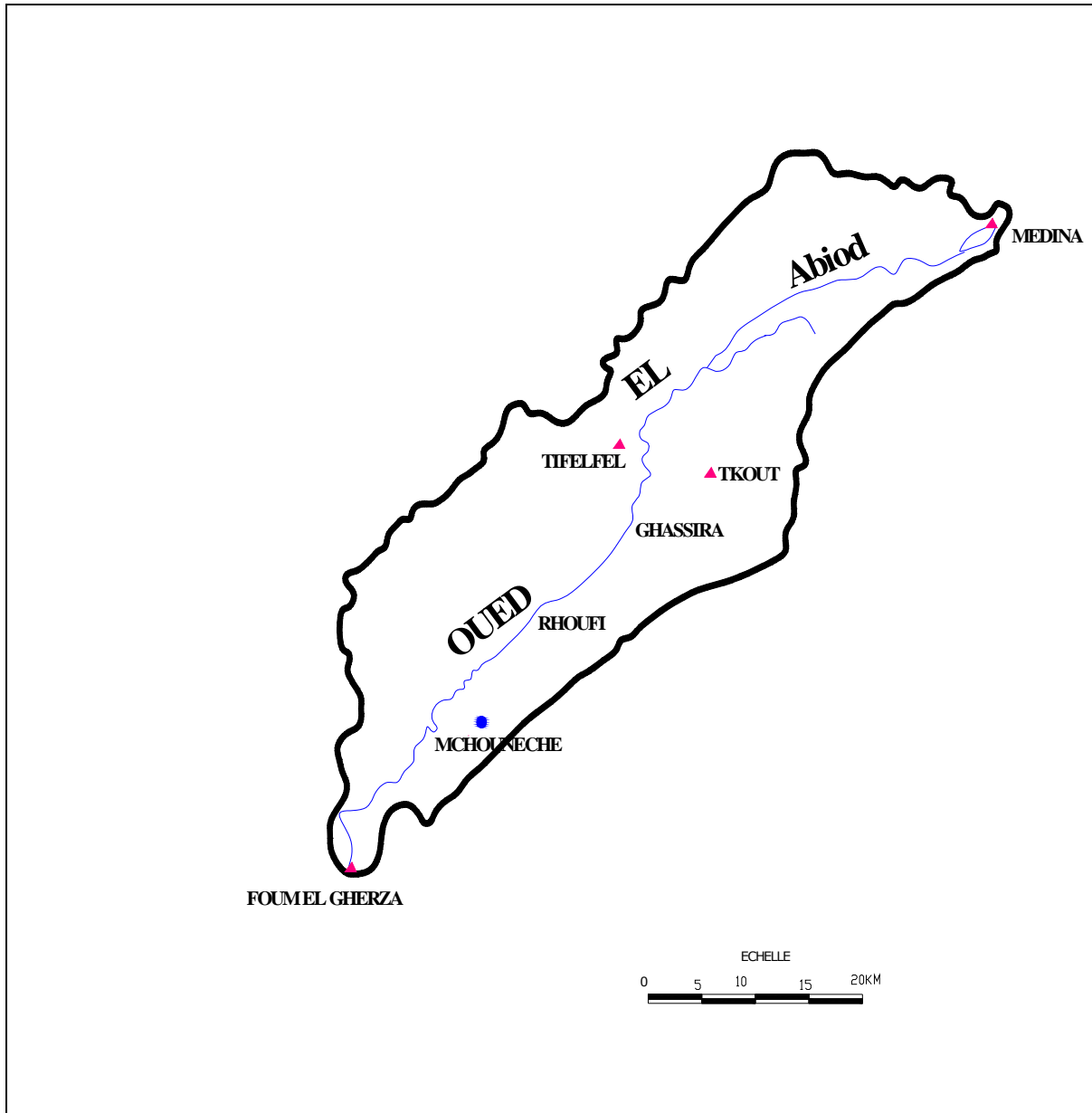


Figure (V-2) Carte de position des stations dans le bassin versant Oued El Abiod

- Station hydrométrique
- Limite du bassin versant
- ▲ Station pluviométrique
- Réseau hydrographique

1-2-Morphométrie du bassin versant :

Les différents paramètres morphométriques du bassin notamment, la forme, l'altitude caractéristique, la pente et le relief, interviennent et souvent d'une façon combinée dans les modalités de l'écoulement, donc il convient de les préciser dès le début dans toute étude.

1-2-1-La forme

La forme du bassin versant influence sur l'écoulement et sur l'allure de l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin versant. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser la forme, et aussi de comparer les bassins versants entre eux, parmi ces indices celui de Gravelius qui caractérise la compacité du bassin versant. Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant même surface

$$K_C = \frac{P}{2 \sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (V-1)$$

Pour un bassin circulaire le « K_C » est égal à 1 et augmente autant que la compacité diminue. Dans le bassin de l'Oued El Abiod l'indice de Gravelius est de :

Au vu de ce résultat, nous pouvons dire que le bassin versant oued El Abiod se caractérise par une forme allongée.

1-2-2-Rectangle équivalent

Mis au point par ROCHE, le rectangle équivalent permet de comparer deux bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. Le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre dont la longueur et la largeur sont :

La longueur :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right] \quad (V-2)$$

K_c : indice de pente de Gravelius.

S : superficie du bassin versant(Km^2).

La largeur :

$$I = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (V-3)$$

1-2-3-Caractéristiques des altitudes (le relief)

L'importance des reliefs et leur articulation dans l'espace jouent un rôle essentiel dans le bilan hydrique et par conséquent dans l'aptitude aux écoulements.

L'orographie définit un gradient pluviométrique et thermique chaque bassin est caractérisé par la répartition altitudinale de son impluvium.

1-2-4-Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Le but recherché ici, est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne, la médiane et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

Altitude (m)	Surface (Km²)	Surface (%)	Surface Cumulée (Km²)	Surface Cumulée (%)
>2200	0.16	0.012	0.16	0.012
2200-2000	28	2.154	28.16	2.166
2000-1800	142	10.923	170.16	13.089
1800-1600	240	18.462	410.16	31.551
1600-1400	214	16.462	624.16	48.012
1400-1200	210	16.154	834.16	64.166
1200-1000	170	13.077	1004.16	77.243
1000-800	113.84	8.757	1118	86.000
800-600	100	7.692	1218	93.692
600-400	78	6.000	1296	99.692
<400	4	0.308	1300	100

Tableau (V-1) Variation de surface en fonction de l'altitude

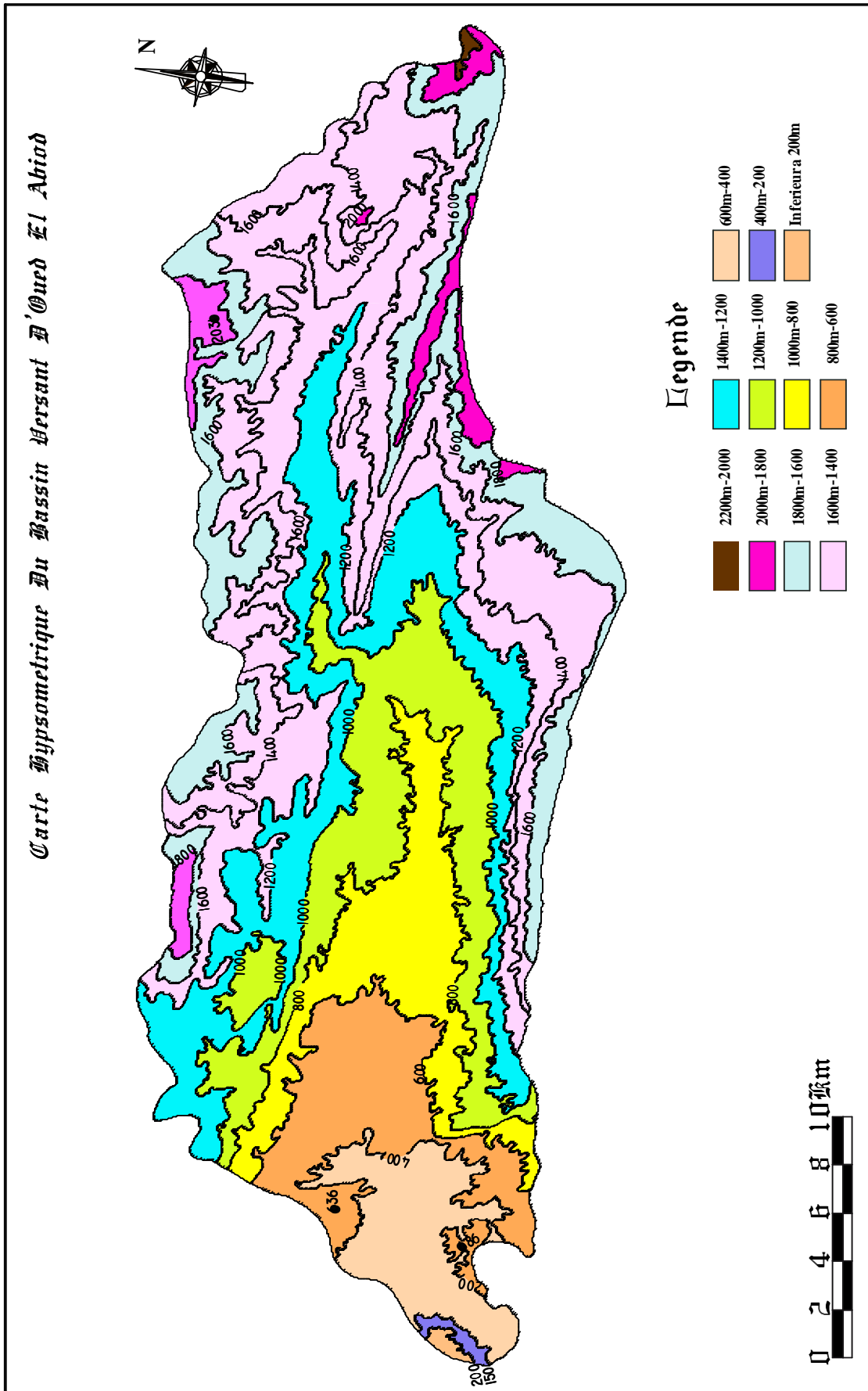


Figure (V-3) Carte hypsométrique du bassin de oued El abiod

Courbe hypsométrique du bassin versant l'Oued El Abiod

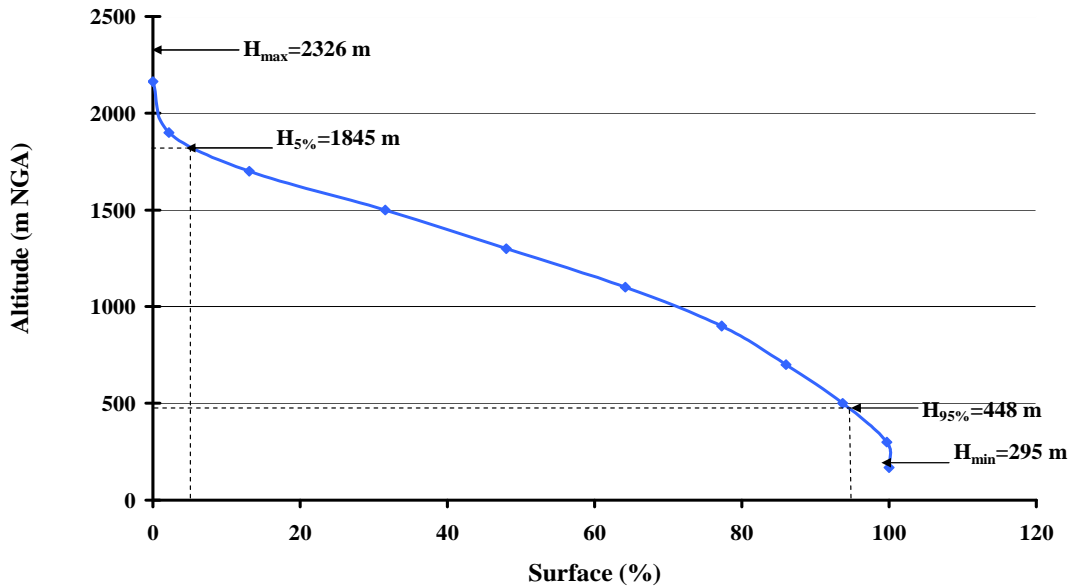


Figure (V-4) Courbe hypsométrique du bassin versant l'Oued El Abiod.

La zone d'altitude comprise entre 1600m et 1200m correspond en majorité au bassin des hautes plaines d'Arris, les secteurs d'altitude entre 1200 à 600m où se fait la jonction de l'oued El Abiod avec ces deux principaux affluents en l'occurrence les oueds Zellatou et Theniet El Beida. La tranche d'altitude inférieure à 600m où oued El Abiod est accueilli par un affluent important oued El Atrouss. Cette répartition altitudinale de relief du bassin a une influence directe sur le régime hydrologique du bassin.

1-2-5-Indice de pente globale

Cet indice permet de déduire la nature du relief en se référant à la classification de l'O.R.S.T.O.M (tableau 1.2).

$$I_g = D/L \quad (V-4)$$

D: La dénivelée ou bien la distance qui sépare les altitudes ayant 5% de la surface du bassin et celles de 95% ou bien la distance qui sépare les deux courbes de niveau maitresses extrêmes H_{5%} et H_{95%}.

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \quad (V-5)$$

L : longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 18,44 \text{ m/Km.}$$

1	relief très faible	$I_g < 0.002$
2	relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
6	relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	relief très fort	$0.1 < I_g$

Tableau (V-2) Variation de l'indice de pente global

Cet indice de pente global sert aussi à classer le relief d'un bassin, mais pour permettre une comparaison plus efficace et plus poussée du bassin, du point de vue relief. Il convient de calculer la dénivelée spécifique.

1-2-6-Dénivelée spécifique D_s :

Puisque l'indice de pente globale décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s dont la valeur est : 664,86 ne présente pas cet inconvénient

$$D_s = I_g \sqrt{S} \tag{V-6}$$

D'après la classification de l'O.R.S.T.O.M. La dénivelée spécifique du bassin l'oued El Abiod se trouve dans la classe R7 : donc Relief très fort

R1	Relief très faible	$D_s < 10m$
R2	Relief faible	$10m < D_s < 25m$
R3	Relief assez faible	$25m < D_s < 50m$
R4	Relief modéré	$50m < D_s < 100m$
R5	Relief assez fort	$100m < D_s < 250m$
R6	Relief fort	$250m < D_s < 500m$
R7	Relief très fort	$D_s > 500m$

Tableau (V-3) Classification de l'O.R.S.T.O.M du relief

Les résultats précédents de l'indice de pente globale $I_g=18,44\text{m/Km}$ présentent des reliefs forts de $D_S = 664,86\text{m}$, la valeur de D_S traduit le volume montagneux dans le bassin versant.

1-2-7-Densité de drainage D_d

Elle est déterminée comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre L_x sur la surface du bassin versant S .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{V-7})$$

D_d : densité de drainage en (km/km^2) .

L_i : Somme des longueurs de tous les thalwegs y compris le thalweg principal.

S : superficie du bassin versant.

$$D_d = 3,80 \text{ km}/\text{km}^2.$$

1-2-8-Coefficient de torrentialité

C'est le produit de la densité de drainage par la fréquence de thalwegs élémentaires.

$$C_t = D_d \cdot \frac{N_1}{S} \quad (V-8)$$

C_t : coefficient de torrentialité.

D_d : densité de drainage.

N_1 : nombre de thalwegs d'ordre « 1 » $N_1=8904$.

S : surface du bassin versant.

$$C_t=26,03.$$

On en déduit que cet écoulement est assez fort et il peut s'expliquer par les fortes pentes caractérisent le bassin versant.

1-2-9-Temps de concentration

C'est le temps que mettra la première goutte d'eau tombée au point hydrologiquement le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

1-2-10-Calcul du temps de concentration par l'hydrogramme de crue

Les relevées disponibles de cotes du plan d'eau permettent de reconstituer au pas horaire le débit entrant dans la retenue. Les données sont représentées dans les tableaux suivants :

Date	Heure des mesures (h)	Cote du plan d'eau N.G.A	Volume de la retenue (Hm ³)	Variation de volume de la retenue (Hm ³)	Débit instantané (m ³ /s)
26/04/2006	05h.00	195,30	5,741	-	-
	06h.00	195,33	5,804	0,063	17,50
	07h.00	195,37	5,888	0,084	23,33
	08h.00	195,41	5,972	0,084	23,33
	09h.00	195,46	6,077	0,105	29,17
	10h.00	195,51	6,183	0,106	29,44
	11h.00	195,56	6,290	0,107	29,72
	12h.00	195,62	6,419	0,129	35,83
	13h.00	195,66	6,505	0,086	23,89
	14h.00	195,70	6,591	0,086	23,89
	15h.00	195,73	6,657	0,066	18,33
	16h.00	195,76	6,722	0,065	18,06
	17h.00	195,79	6,787	0,065	18,06
	18h.00	195,82	6,853	0,066	18,33
	19h.00	195,85	6,919	0,066	18,33
	20h.00	195,89	7,007	0,088	24,44
	21h.00	195,94	7,117	0,110	30,56
	22h.00	196,00	7,250	0,133	36,94
	23h.00	196,05	7,361	0,111	30,83
	00h.00	196,10	7,473	0,112	31,11

Tableau (V-3) Observation de la crue du 26 avril 2006

Date	Heure des mesures (h.mn)	Cote du plan d'eau N.G.A	Volume de la retenue (Hm ³)	Variation de volume de la retenue (Hm ³)	Débit instantané (m ³ /s)
27/04/2006	01h.00	196,14	7,563	0,090	25,00
	02h.00	196,18	7,653	0,090	25,00
	03h.00	196,21	7,721	0,068	18,89
	04h.00	196,22	7,744	0,023	6,39
	05h.00	196,23	7,766	0,022	6,11
	06h.00	196,24	7,789	0,023	6,39
	07h.00	196,25	7,812	0,023	6,39
	08h.00	196,25	7,812	0,000	0,00

Tableau (V-4) Observation de la crue du 27 avril 2006

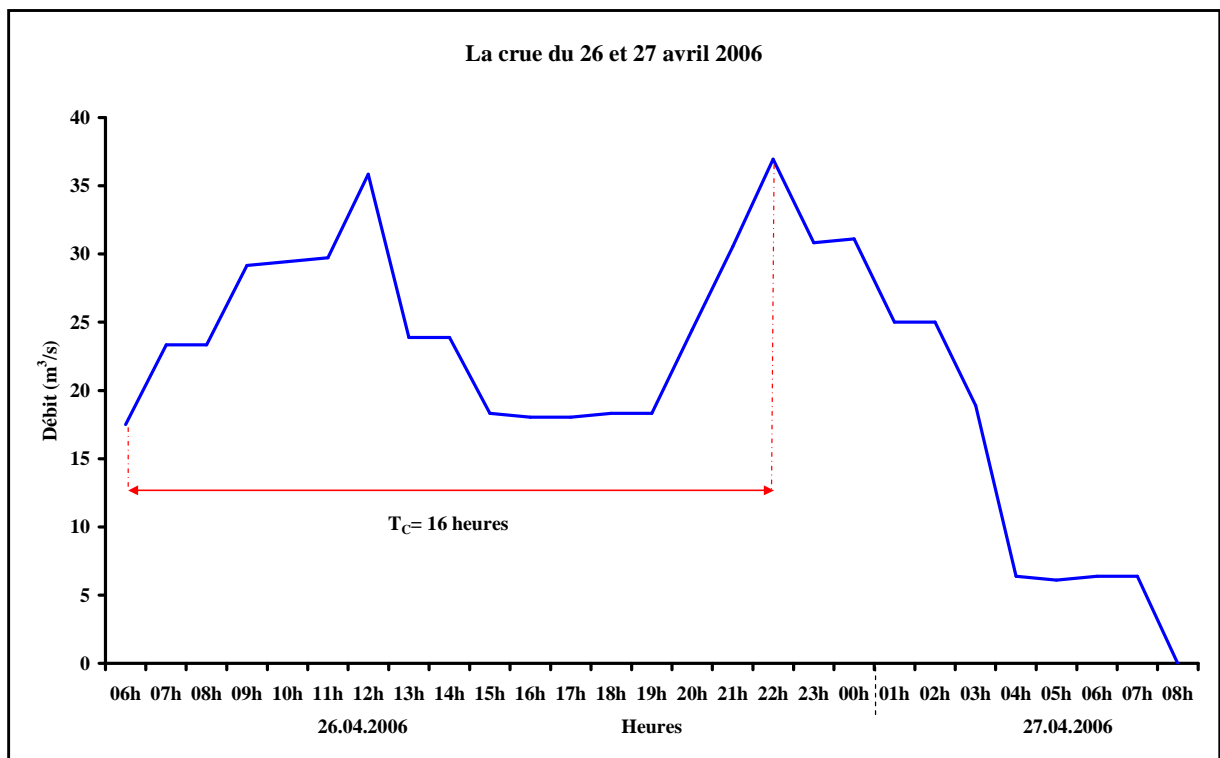


Figure (V-6) Hydrogramme de la crue de 26 et 27 avril 2006.

De la Figure. (V-6) le temps de concentration est égal à $T_c=16h$.

1-2-11-Calcul du temps de concentration par la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L}{0,8\sqrt{H}} \quad (\text{V-9})$$

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal = 106 km.

$H = H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}$

Paramètres	unités	symboles	valeurs
Longueur du thalweg principal	Km	L _p	106
Superficie du BV	Km ²	S	1300
Périmètre du BV	Km	P	200
Altitude maximale	m	H _{max}	2326
Altitude moyenne	m	H _{moy}	1170
Altitude minimale	m	H _{min}	295
Altitude 5%	m	H _{5%}	2096
Altitude 95%	m	H _{95%}	556
Indice de compacité de Gravelius	--	K _c	1.56
Rectangle équivalent			
Longueur	Km	L	83.524
Largeur	Km	l	15.56
Indice de pente global	m/Km	L _g	18,44
Dénivelée spécifique	m	D _s	664,86
Classe de relief suivant la classification de l'OSTROM	--	R7(relief très fort) D _s >500	
Densité de drainage	Km/Km ²	D _d	3.80
Temps de concentration	h	T _c	16

Tableau (V-5) Résultats morphométriques et géométriques

Les résultats des caractéristiques morphométriques, montrent que la densité de drainage est assez importante, de plus le coefficient de torrentialité semble assez élevé ceci est due certainement au nombre considérable de talwegs de premier ordre. Quant au temps de concentration, il semble important (long) puisque le temps qu'a mis une goutte d'eau pour arriver au point le plus éloigné de l'exutoire. Ceci explique la complication des chenaux qui traversent les différentes structures et la forme allongée du bassin versant.

1-3-Etude Climatologique

Le bassin du chott Melghrir, dont la zone d'étude fait partie, se présente comme une région géographiquement étendue, appartenant à un domaine climatique semi aride. En effet, l'influence du climat méditerranéen sur la région se limite à une étroite frange littorale, du fait de blocage, par une bande de chaînes montagneuses qui empêche la pénétration de ce climat vers l'intérieur, l'air tropical où règnent les hautes pressions, joue aussi un rôle de barrière à l'extension des coulis polaires vers le sud.

La région se trouve donc dans une zone de transition entre deux milieux différents, un climat plus ou moins tempère au nord et le climat tropical (désertique) au sud, les caractéristiques de ce climat de transition sont : un hiver frais et un été très chaud et sec, les masses d'air doux et humides venant du nord se déversent sur la côte et les chaînes telliennes, elles arrivent moins chargées en eau sur l'atlas saharien. Ainsi s'explique la diminution de la pluie vers le sud et l'allongement de la saison sèche, ce climat ne convient guère qu'à une végétation très adoptée d'autant que la saison sèche se prolonge, de plus les coups de sirocco sont fréquentés pendant la saison chaude, accentuant ainsi l'évapotranspiration qui engendre un déficit d'écoulement annuel considérable.

1-3-1- Les éléments du climat :**1-3-1-1- Les Températures :**

Station	Medina	M'chounech
Années	1971-1991	1971 – 1991
l'altitude	1100 m	330 m
mois	C°	C°
S	20,25	28,50
O	15,00	22,30
N	9,90	16,20
D	5,75	11,90
J	5,35	11,60
F	6,55	13,70
M	8,80	15,70
A	13,15	19,80
M	15,80	24,60
J	22,30	29,20
J	24,60	33,50
A	23,65	32,80

Source: A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-6) Température moyenne mensuelle

Les observations effectuées à médina nous ont servi dans la partie nord du bassin versant et celle de M'Chouneche sa part du sud, les observations de ces deux stations s'étendent sur des périodes assez longues (tableau (V-6)).

L'examen des températures de médina montre que les minimums s'observent pendant les trois mois d'hiver et les maximums en saison de l'été avec des températures moyennes au printemps et automne, même si les mois d'hiver enregistrent quelques valeurs négatives à cause de la chute brutale de température, et l'accumulation des neiges.

Par contre la station de M'chouneche on remarque que les valeurs enregistré indiquent une nette opposition entre hiver doux et été très chaud la saison de printemps et presque absente, les températures restent dans cette station et cette partie du bassin versant assez élevées et contribuent à augmenter les phénomènes d'évaporation et imposent un bilan hydrique souvent déficitaire.

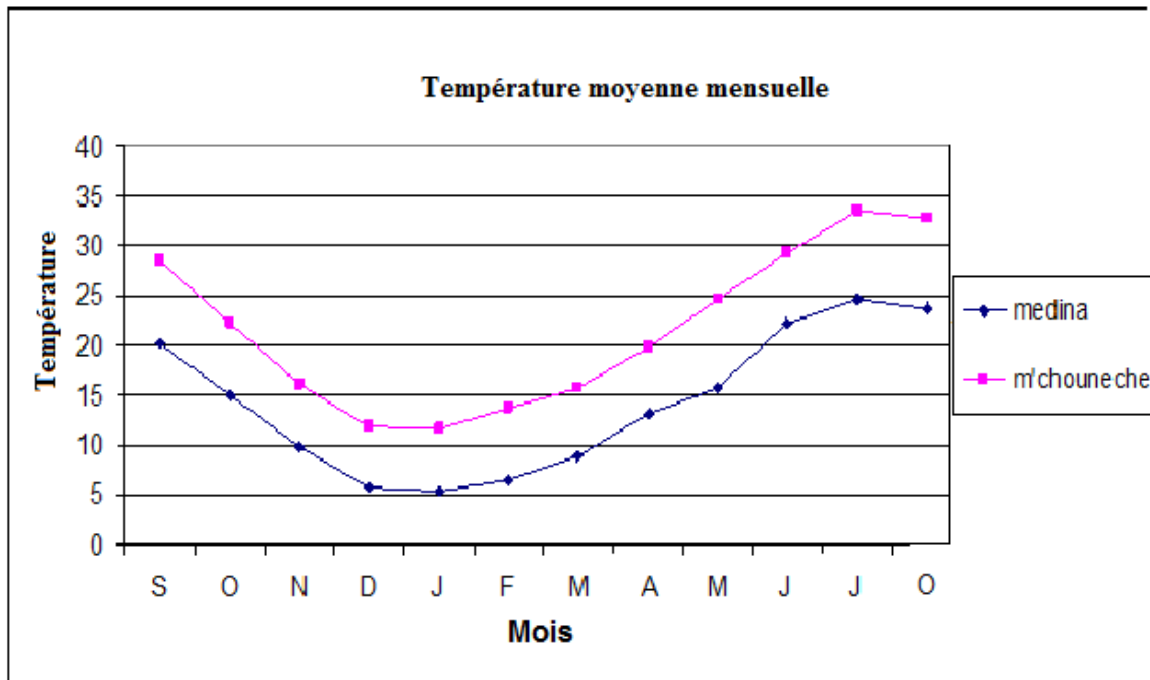


Figure (V-7) Température moyenne mensuelle

1-3-1-2- Les vents :

Le vent joue un double rôle, en plus de son action sur l'érosion éolienne, il augmente le pouvoir évaporant de l'atmosphère c'est surtout en hiver et au début du printemps que le nombre de passages du vent est plus élevé.

L'érosion éolienne est fréquente, et le vent dépose les particules transportées, en accentuant ainsi l'effet de désertification des terres agricoles, les mesures des autres paramètres météorologiques notamment l'insolation et la neige est quasi absente donc nous avons utilisé la station de Batna et la station de Biskra.

- A Batna le vent souffle généralement en direction nord est, sud ouest.
- A Biskra, Seltzer a observé des vents ayant comme direction nord ouest, sud est.

L'étude de Seltzer estime les maximums des vents pendant le mois d'Avril, Décembre et Janvier pour Batna et les mois de juillet à Août pour Biskra.

Les mesures de vitesse maximale moyenne de 3,9 m/s durant le mois de Septembre et une vitesse maximale moyenne de 5,2 m/s au mois de Janvier (voir tableau (V-7)).

Les jours où le vent dépasse 5m/s montrent un maximum pendant les moins de Janvier et février avec 13,7 jours/mois.

Mois	Vitesse m/s	Période jours
S	3,9	8,1
O	4,4	11,1
N	4,1	9,7
D	4,5	11,6
J	4,5	13,7
F	5,2	13,7
M	4,6	12,2
A	4,4	11,0
M	4,2	9,6
J	4,0	8,1
J	4,0	9,0
A	4,2	10,3
Moyenne Annuelle	4,3	10,7

Source : A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-7) Mesure des vitesses de vents**1-3-1-3- L'humidité :**

L'humidité relative est assez importante dans les régions élevés et froides du bassin, elle se dégradé assez rapidement vers le sud où elle est voisine 20 % en été, (voir tableau. (V-8)).

Station	Heure	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Batna (h r)	7 h	57	72	79	88	85	886	72	59	54	50	45	49
	13 h	32	44	52	56	56	45	37	34	29	22	22	23
	18 h	45	59	68	71	71	56	46	44	41	41	32	31
Biskra (h r)	7 h	50	64	69	62	62	58	47	47	42	36	38	57
	13 h	34	45	49	52	52	40	32	32	27	20	25	39
	18 h	39	45	60	58	58	48	37	37	32	26	30	47
H relatives du B.V		42	53	60	65	65	57	50	41	40	35	29	32

Tableau (V-8): Humidité relative en % de Batna (zone de montagne) et Biskra (zone saharienne) les moyennes observées 7h, 13h, 18h

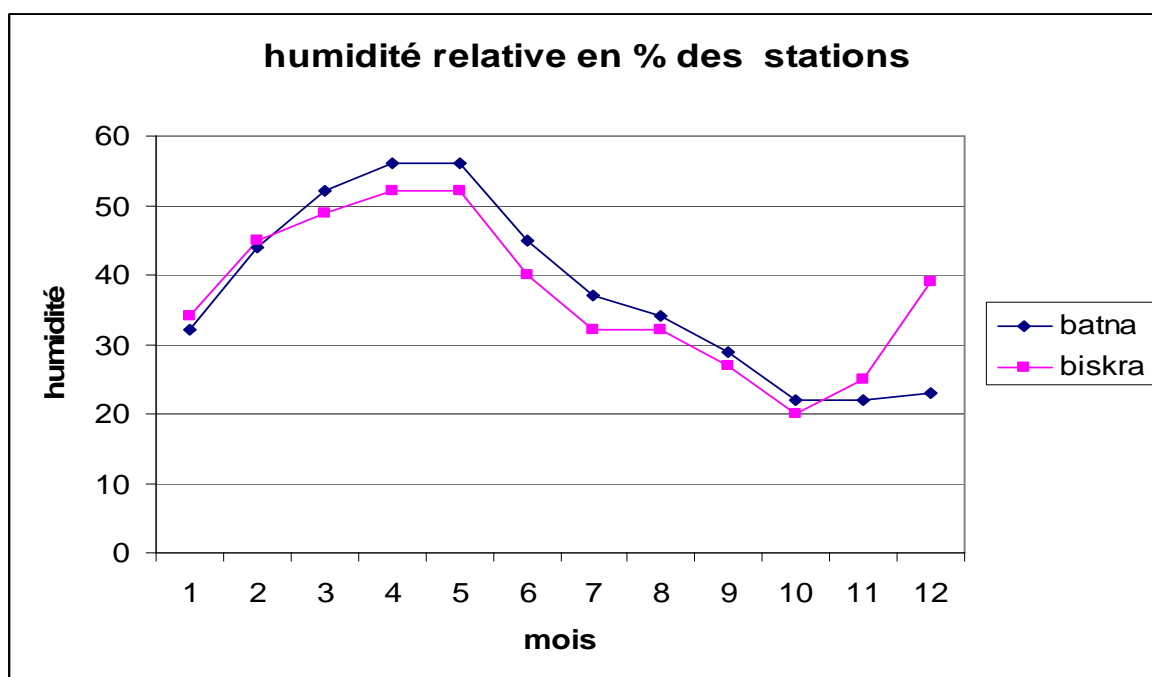


Figure (V-8) Humidité relative en % des stations.

1-3-1-4- L'Evaporation :

Comme notre bassin s'étale sur deux zones climatiques différentes nous avons utilisé les données enregistrées dans les stations de Batna et de Biskra pour étudier l'évaporation, les données de la station de Biskra enregistrées depuis 1950 et la station de Batna, les données enregistrées dans l'observation (1990 – 2005), (voir tableau (V-9)).

Mois \ Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuelle
Biskra	285	175	126	103	97	105	159	203	265	243	380	362	2602
Batna	207,18	154,3	95	61,3	57,8	75,8	189,9	150,9	205,5	274	333,31	304,06	2028,77

Source : A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-9) – Evaporation moyenne mensuelle des deux stations Biskra – Batna

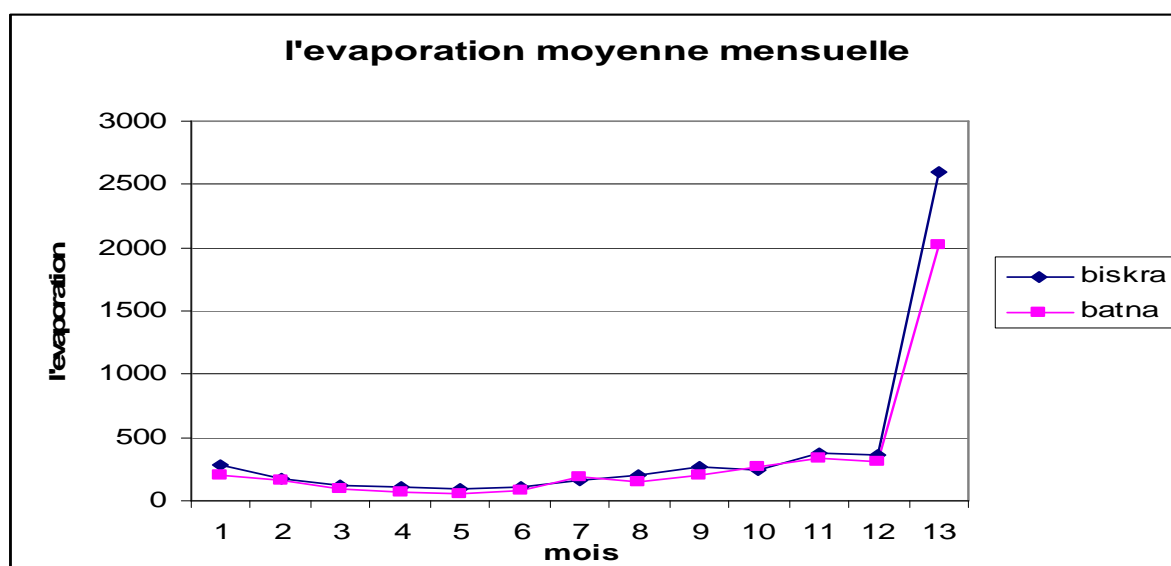


Figure (V-9) : Evaporation moyenne mensuelle

On remarque que les taux d'évaporation en station de Biskra sont élevés que la station de Batna et cette preuve sur le climat semi aride et les différences des étages bioclimatiques entre le nord et le sud du bassin versant de l'oued l'Abiod.

1-3-1-5- La Neige :

La fréquence d'enneigement est de 15 jours / an à Arris, la neige est fréquente surtout dans les zones montagneuses, il y a une corrélation nette entre l'altitude et l'enneigement.

- ✓ A Arris on compte 15 jours d'enneigement alors qu'à T'kout on observe une moyenne de 2,2 jours / an.
- ✓ Le froid est également responsable de la forte proportion de neige, en effet les périodes d'enneigement sont partagées entre les mois les plus froids (décembre, janvier et février).
- ✓ La neige a des séquences bénéfiques sur le sol par la fonte lente qui a moins d'effet érosif que les averses de pluie et une bonne infiltration.

1-3-1-6- La grêle :

- ✓ Compte tenu de leur poids les grêlons atteignent des vitesses de chute importantes :
- ✓ Quand ils arrivent au sol, ils sont à l'origine de dégâts parfois importants sur la structure des sols.
- ✓ Seltzer, (1946 in BNEF, 95) donne pour Arris une moyenne de 3,4 jours/an avec un maximum de 0,6 jours / an en janvier.

1-4-Etude des précipitations

1-4-1-Les précipitations et leur variabilité

Les conditions climatiques d'un bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Ce sont les précipitations qui constituent le facteur essentiel intervenant par :

- ✓ Leur hauteur totale annuelle.
- ✓ Leur répartition mensuelle et saisonnière qui influence directement les régimes hydrologiques.
- ✓ Leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices de crues.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon l'effet combiné des autres paramètres physiques et climatiques. Les précipitations et les facteurs climatiques dans leur ensemble, variables aléatoires dans le temps et dans l'espace, permettent d'expliquer quantitativement les variations des composantes du régime hydrologique dans sa conception la plus large.

L'oued El Abiod traverse deux régions nettement distinctes du point de vue orographique et hydrographique :

- ✓ Les Aurès.
- ✓ La plaine saharienne.

Les conditions climatiques et les précipitations suffisent dans la première et les irrigations y sont utiles mais non indispensables, tant que le climat est froid la terre garde son humidité. Par contre, la rareté des pluies et le climat brûlant dans la seconde condamnent le sol desséché à une aridité totale si les irrigations ne le fécondent pas.

1-4-2-Equipement du Bassin Versant

Le long de l'oued El Abiod jusqu'à l'exutoire (barrage Foug El Gherza) on dénombre 04 stations pluviométriques (Médina, Tifelfel, Tkout et la station du barrage) et une station hydrométrique (Mchouneche). Le tableau ci-dessous conclut les caractéristiques des stations et les séries d'observation.

Nom de la station	Code	X	Y	Z(m)
Tifelfel	061511	821.9	207.65	740
Médina	061503	846.80	231.10	1450
Tkout	061505	829	211	998
Mchouneche	061506	800.8	186.8	390
Barrage	061601	9864.41	15631.09	200

Tableau (V-10).Caractérisation des stations pluviométriques et hydrométrique

1-4-3-Précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant

L'étude des précipitations est d'une importance capitale, car elle constitue l'élément de base pour notre étude. Pour le bassin versant oued El Abiod, la répartition des précipitations est assez irrégulière. On note cependant l'échelonnement nettement délimité, des précipitations qui varient avec l'altitude mais aussi avec la latitude saharienne. Les pluviomètres donnent des indications ponctuelles sur la quantité d'eau tombée, et ne peuvent pas forcément représenter les conditions pluviométriques exactes d'une grande surface. C'est pourquoi, la détermination de la précipitation moyenne sur un bassin versant est une opération relativement délicate.

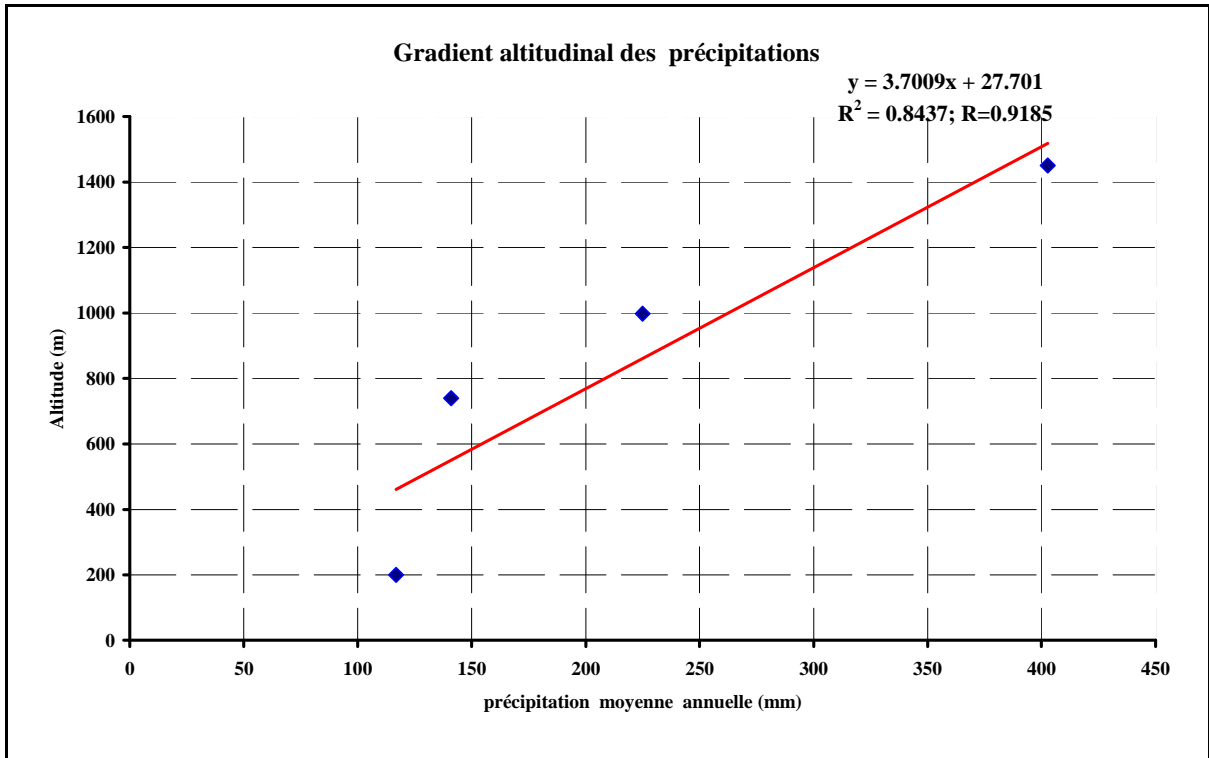


Figure (V-10) Régression linéaire du gradient altitudinal des précipitations.

Plusieurs méthodes permettent de calculer la hauteur des précipitations tombée sur un bassin versant les plus usuelles sont :

1-4-4-Moyenne arithmétique

Cette méthode simple, mais néanmoins assez grossière consiste à calculer la moyenne arithmétique de hauteurs de précipitation relevées au cours du même intervalle du temps au diverses stations de mesures du bassin, cette méthode reste peu précise car en l'absence de pointe d'observation suffisamment nombreux, risque de donner trop d'importance aux valeurs extrêmes, car la répartition des stations n'est pas homogène sur l'ensemble du bassin, de ce fait la variation des précipitations d'une station à l'autre reste importante.

$$\overline{P} = \frac{\sum P_i}{N} \tag{V-10}$$

P_i : Précipitation moyenne à la station i en (mm).

N : Nombre de station d'observation.

Station	Code	P moyennes annuelles (mm)
Tkout	061505	245,304
Tifelfel	061511	142,431
Barrage	061601	116,845
Médina	061503	416.82
Précipitation moyenne des 04 stations		230.35

Tableau (V-11) La pluie moyenne annuelle

Cette méthode ne reflète pas souvent la quantité réelle des pluies qui se sont abattues sur la totalité du bassin versant, pour cela on recourt à d'autres méthodes plus faibles.

1-4-5-Méthode des isohyètes

Une courbe isohyète est l'ensemble des points sur lesquels est tombée la même hauteur de pluie pendant une période déterminée. Pour pouvoir tracer les isohyètes avec un maximum d'exactitude, il faut que le réseau des pluviomètres soit très dense, en couvrant toute la superficie du bassin, on peut tenir compte des stations situées dans les bassins voisins.

Les cartes isohyètes sont tracées en joignant les points d'égalité de précipitations. Ceci nécessite une très bonne connaissance de l'environnement général du bassin versant.

La pluie moyenne sur la surface S est donnée par la moyenne pondérée

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} S_i P_i}{S_T} \quad (V-11)$$

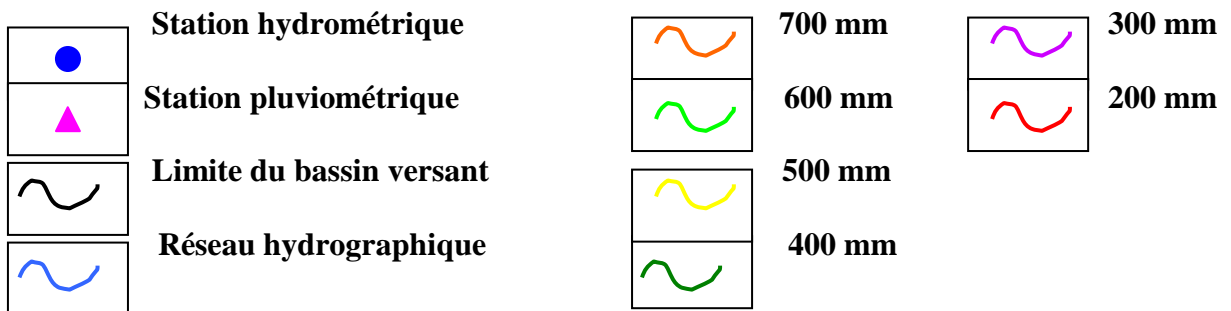
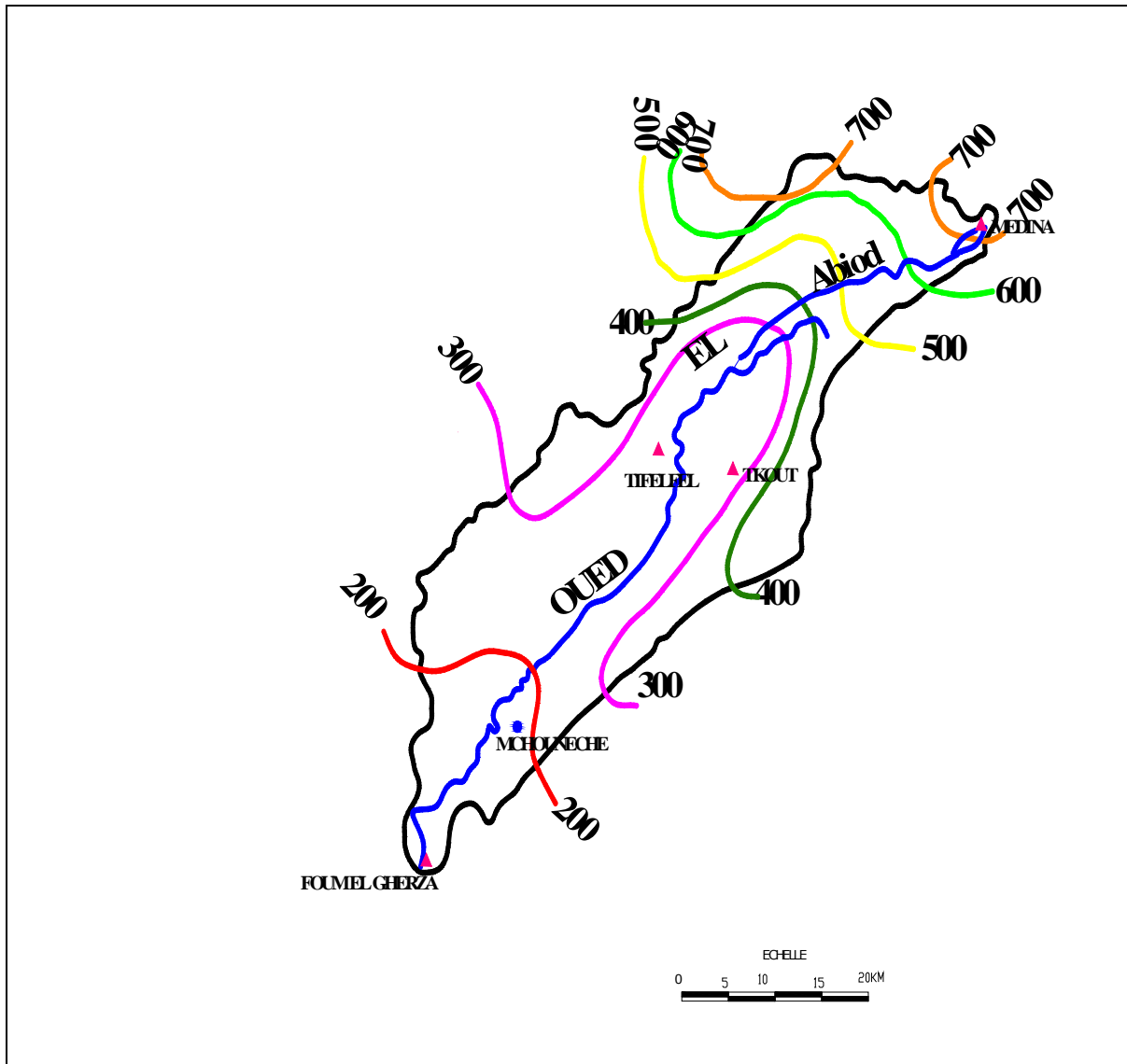


Figure (V-11) La carte des isohyètes

N°	Isohyètes des hauteurs (mm)	Zone d'influence S _i (Km ²)	P _i	S _i P _i
1	>600	27.20	660.80	17973,76
2	600-500	70.40	550.60	38762,24
3	500-400	112	483.10	54107,2
4	400-300	150.80	388	58510,4
5	300-200	207.60	298.50	61968,6
6	200-150	566	186.70	105672,2
7	<150	163.30	186.50	30455,45
\bar{P}	283 mm			

Tableau (V-12) Estimation de la lame d'eau moyenne précipitée sur le bassin par la méthode des isohyètes.

Parmi les deux méthodes nous retenons la méthode des isohyètes en raison de sa précision, relativement acceptable, pour évaluer la moyenne du bassin versant : $\bar{P} = 283 \text{ mm}$

1-4-6-Etude statistique des précipitations moyennes annuelles par La loi de Gumbel

- ✓ **Statistique de base**
- ✓ **La variance**

Soit un échantillon de taille N ; de moyenne arithmétique (\bar{X}), la variance σ^2 soit égale à :

$$\sigma^2 = \frac{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{N-1} = \frac{1}{N-1} \left[\sum_1^n x_i^2 - N\bar{x}^2 \right]$$

- ✓ **L'écart type « σ »**

L'écart type d'un échantillon est la racine carrée de la variance.

- ✓ **La médiane :**

Si on classe les valeurs de la variable par ordre de grandeur croissant la médiane est le terme tel qu'il ait autant de valeurs inférieures que de valeurs supérieures.

Si $N=2n+1$; la médiane est le $(n+1)^{\text{ème}}$ terme.

Si $N=2n$; la médiane est égale à la moyenne du $n^{\text{ème}}$ et du $(n+1)^{\text{ème}}$ terme.

✓ **Le coefficient de variation : « C_v »**

Paramètre adimensionnel fréquemment utilisé en hydrologie pour mesurer la dispersion d'un échantillon.

$$C_v = \frac{\sigma}{x}$$

✓ **La loi de GUMBEL**

Sous la formule simple de la loi de GUMBEL et généralement utilisée on a :

$$\text{Avec : } U = \frac{x - x_0}{g}$$

Où :

U : la variable réduite de GUMBEL.

$$U = -\ln(-\ln F)$$

x_0 : Le paramètre de position (le mode).

S : Le paramètre d'échelle positif différent de zéro.

N : La taille d'échantillon.

La fréquence expérimentale sera calculée par la formule la plus utilisée : $f = \frac{n - 0.5}{N}$

n : ordre de classement ; n=1, 2, 3, ..., etc.

La valeur théorique (x) soit égale à :

$$u = \frac{x - x_0}{g} \Rightarrow x = g * u + x_0$$

g : le gradex ; $g = 0.78 \sigma_x$

Valeur de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique
147,300	36,500	1	0,017	-1,410	36,500	28,970
258,600	40,420	2	0,050	-1,097	40,420	42,789
51,500	40,800	3	0,083	-0,910	40,800	51,059
36,500	50,000	4	0,117	-0,765	50,000	57,495
106,000	51,500	5	0,150	-0,640	51,500	62,998
114,000	60,000	6	0,183	-0,529	60,000	67,943
81,300	79,600	7	0,217	-0,425	79,600	72,528
153,800	81,200	8	0,250	-0,327	81,200	76,874
40,800	81,300	9	0,283	-0,232	81,300	81,059
138,000	91,010	10	0,317	-0,140	91,010	85,143
119,000	100,000	11	0,350	-0,049	100,000	89,171
100,000	106,000	12	0,383	0,042	106,000	93,181
50,000	107,700	13	0,417	0,133	107,700	97,205
114,330	107,800	14	0,450	0,225	107,800	101,275
215,800	109,900	15	0,483	0,319	109,900	105,422
91,010	110,200	16	0,517	0,415	110,200	109,678
131,200	114,000	17	0,550	0,514	114,000	114,077
110,200	114,330	18	0,583	0,618	114,330	118,660
81,200	119,000	19	0,617	0,727	119,000	123,473
107,800	125,400	20	0,650	0,842	125,400	128,573
164,300	131,200	21	0,683	0,966	131,200	134,032
79,600	138,000	22	0,717	1,099	138,000	139,942
159,980	147,300	23	0,750	1,246	147,300	146,432
107,700	152,700	24	0,783	1,410	152,700	153,681
109,900	153,800	25	0,817	1,597	153,800	161,958
40,420	159,980	26	0,850	1,817	159,980	171,693
60,000	164,300	27	0,883	2,087	164,300	183,639
152,700	215,800	28	0,917	2,442	215,800	199,328
257,000	257,000	29	0,950	2,970	257,000	222,704
125,400	258,600	30	0,983	4,086	258,600	272,058

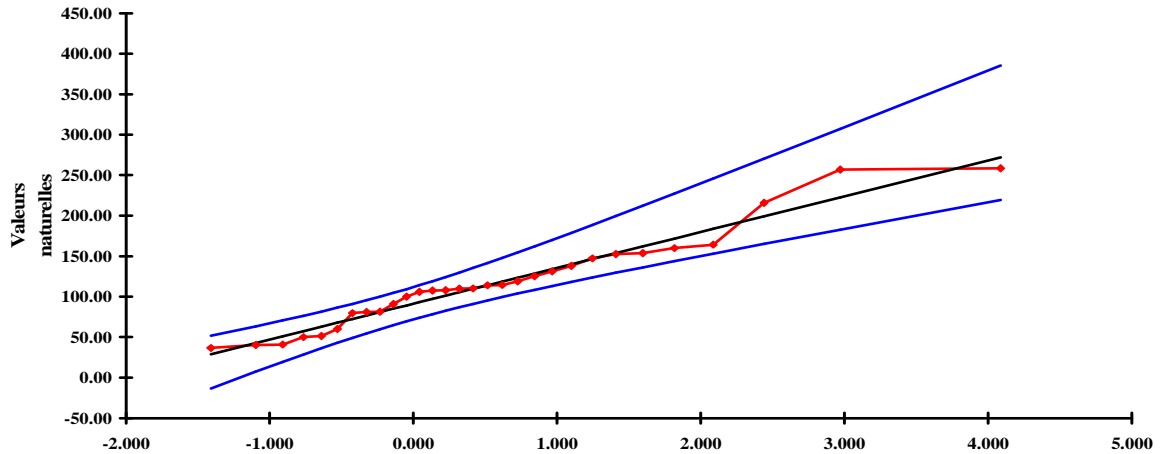
Tableau (V-13) Les paramètres de la loi de Gumbel (FOUM EL GHERZA)

Les tableaux des autres stations sont intégrés dans les annexes.

a. Station du barrage FOUM EL GHERZA

Nombre d'observations : 30.
 Minimum : 36.50mm.
 Maximum : 258.6mm.
 Moyenne : 116.8mm.
 Ecart-type : 56.71mm.
 Médiane : 110.1mm.
 Coefficient de variation (Cv) : 0.4853.

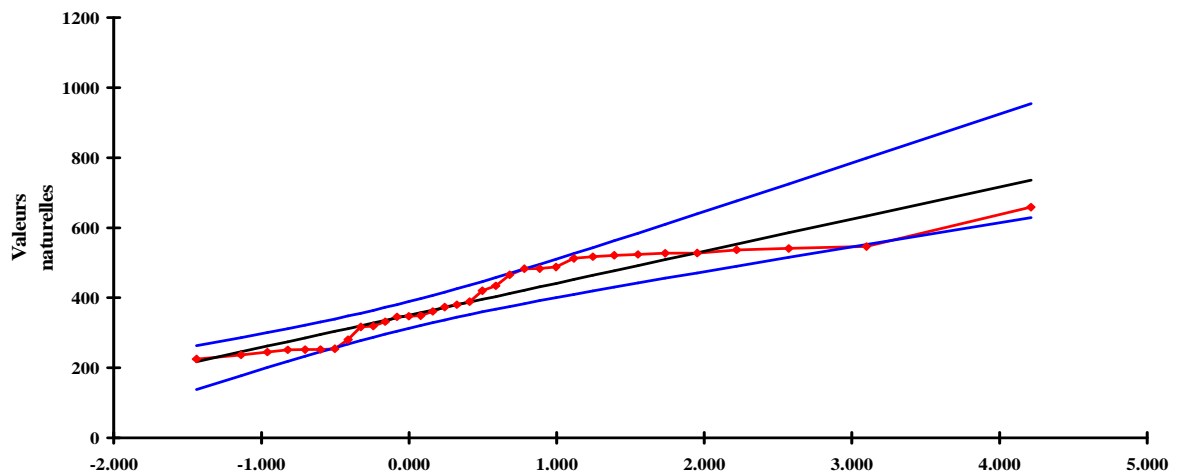
Ajustement à la loi de Gumbel (FOUM EL GHERZA, IC=95%): $X=44.23\mu+91.23$



b. Station MEDINA

Nombre d'observations : 34.
 Minimum : 225.1mm.
 Maximum : 658.7mm.
 Moyenne : 402.7mm.
 Ecart-type : 117.5mm.
 Médiane : 384.4mm.
 Coefficient de variation (Cv) : 0.2917.

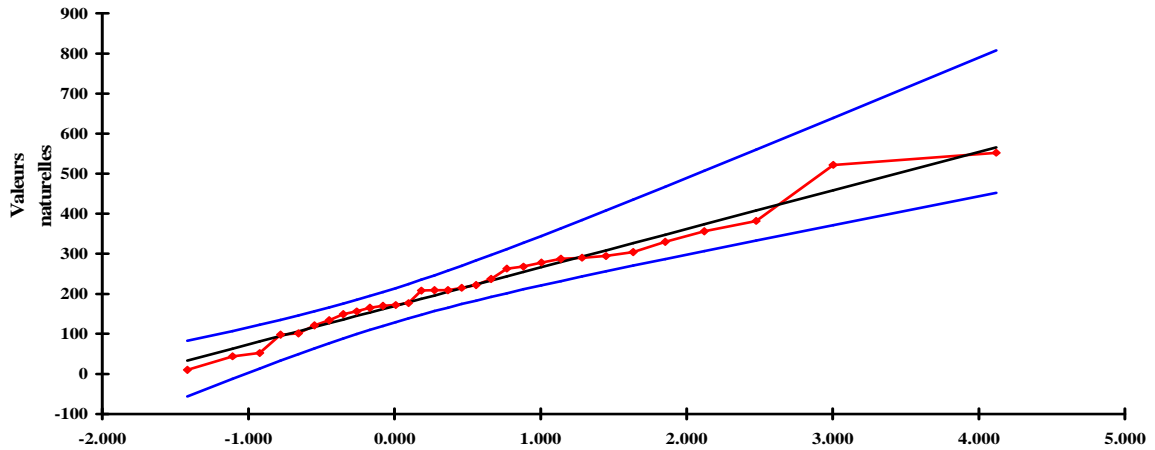
Ajustement à la loi de Gumbel (MEDINA, IC=95%): $X=91.62\mu+349.86$



c. Station TKOUT

Nombre d'observations : 31.
 Minimum : 10.00mm.
 Maximum : 552.0mm.
 Moyenne : 225.0mm.
 Ecart-type : 123.3mm.
 Médiane : 209.0mm.
 Coefficient de variation (Cv) : 0.5479.

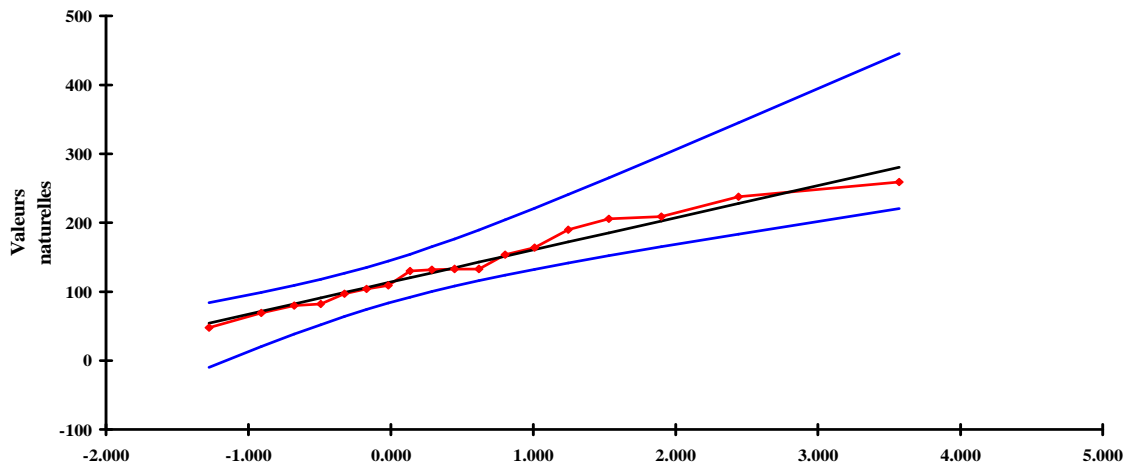
Ajustement à la loi de Gumbel (TKOUT, IC=95%): $X=96.16\mu+169.51$



d. Station TIFELFEL

Nombre d'observations : 18
 Minimum : 48.00mm.
 Maximum : 259.0mm.
 Moyenne : 140.9mm.
 Ecart-type : 59.89mm.
 Médiane : 132.5mm.
 Coefficient de variation (Cv) : 0.4249.

Ajustement à la loi de Gumbel (TIFELFEL, IC=95%): $X=46.71\mu+113.99$



1-4-7-Les précipitations moyennes mensuelles

On dispose des données concernant les trois stations (Tkout, Tifelfel et F.Gherza), avec une période allant de 1960 à 2005.

Mois	TKOUT (mm)	TIFELFEL (mm)	FOUM EL GHERZA (mm)
Sep	27,50	16,50	12,04
Oct	25	16,80	9,33
Nov	23,70	14,50	16,51
Dec	17,10	9,40	8,04
Jan	16,60	8,55	16,26
Fev	16,40	14,80	9,24
Mar	27,60	18,25	14,95
Avr	23,60	16,30	11,83
Mai	23,20	11,90	8,36
Jui	15,20	6,40	5,83
Juil	5,80	1,80	0,52
Aou	16,90	9,90	3,93

Tableau (V-14) Précipitations moyennes mensuelles

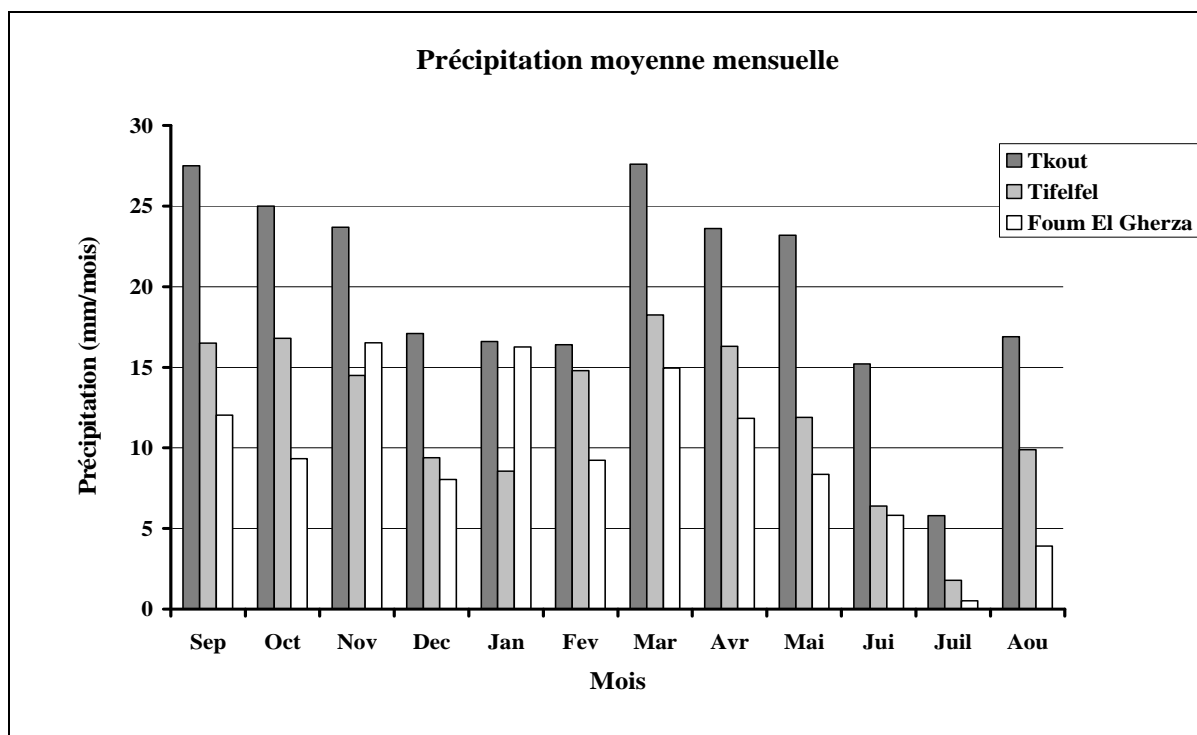


Figure (V-12) Variation de la précipitation moyenne mensuelle.

1-5-Etude des crues

1-5-1-Etude des pluies journalières maximales

On appelle précipitation toutes les eaux météoriques qui tombent à la surface de la terre sous forme liquide ou solide (neige, pluie, grêle), P_{jmax} est déterminée par la formule :

$$P_{jmax} = \frac{\bar{P} e^{u\sqrt{\ln(C_v^2+1)}}}{\sqrt{C_v^2+1}} \tag{V-12}$$

C_v : coefficient de variation est égal à « 0.21 » déterminé à partir de la carte des isolignes de coefficient de variation ;

P_{jmax} : pluie journalière maximale de fréquence donnée ;

U : variable de GAUSS ;

P : Pluie journalière maximale moyenne (p=28mm).

On aura :

$$\bar{P} = 0.0525 \times P + 18.6 \tag{V-13}$$

$$\bar{P} = 0.0525 \times 28 + 18.6 = 20.07 \text{ mm}$$

$$\bar{P} = 20.07 \text{ mm.}$$

Donc la répartition théorique sera comme suit :

Fréquence (%)	0.1	0.5	1	2	5	10
Variable de GAUSS	3.099	2.579	2.327	2.057	1.363	1.279
Période de retour (an)	1000	200	100	50	20	10
P_{jmax} (mm)	37.391	33.562	31.851	30.113	26.070	25.619

Tableau (V-15) Représentation fréquentielle des pluies journalières maximales

1-5-2-Pluie de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courte durée de même fréquence se fait, en utilisant la formule suivante :

$$P_{tc} = P_{j\max} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b \tag{V-14}$$

$P_{j\max}$: pluie maximale journalière de même fréquence (mm) ;

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm) ;

T_c : temps de concentration ; $T_c = 16$ heures ;

b : exposant climatique ($b=0.27$) «à partir de la carte des isolignes d'exposant climatique ».

Les pluies de courtes durées génératrices de crues sont représentées dans le tableau suivant :

Fréquences (%)	0.1	0.5	1	2	5	10
Période de retour (an)	1000	200	100	50	20	10
P_{tc} (mm)	33.514	30.082	28.548	26.990	23.367	22.962

Tableau (V-16) Pluies de courte durée pour différentes fréquences

1-5-3-Calcul du débit maximal

1-5-3-1-Détermination des débits moyens journaliers maximums fréquentiels

Pour calculer les débits moyens journaliers maximums fréquentielle nous avons utilisé plusieurs formules: (GIONDOTTI ; TURAZZA ; SOKOLOVSKY).

a. Formule de GIONDOTTI

$$Q_{j\max} = \frac{C.S.P_{tc} \sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \tag{V-15}$$

S: Surface du bassin versant

H_{\min} : Altitude minimale

H_{moy} : Altitude moyenne

C : Coefficient topographique

L : Longueur du talweg principale

P_{tc}: Pluie de courte durée.

b. Formule de TURAZZA

$$Q_{j\max} = \frac{Cr \cdot P_{tc} \cdot S}{3.6T_c} \tag{V-16}$$

Cr : Coefficient de ruissellement=0.90 ;

P_{tc}: Pluie de courte durée

S: Surface du bassin Versant

Tc: Temps de concentration

c. Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{j\max} = \frac{0.28P_{tc}Cr.S.F}{Tm} \tag{V-17}$$

P_{tc}: Pluie de courte durée

S: Surface du bassin versant

Cr: Coefficient de ruissellement)=0.90

Tm=Tc: Temps de concentration

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $F = \frac{(m + 1) + (n + 1)}{(n + 1) + (m + 1)}$

n=3, m=2

Période de retour (ans)	Q _{jmax} TURAZZA (m ³ /s)	Q _{jma} SOKOLOVSKY (m ³ /s)	Q _{jmax} GIANDOTTI (m ³ /s)	Fréquence
1000	680.753	685.513	705.538	0.999
200	611.041	615.313	633.288	0.995
100	579.881	583.936	600.994	0.99
50	548.234	552.068	568.195	0.98
20	474.642	477.961	491.923	0.95
10	466.416	469.677	483.397	0.9

Tableau (V-17) Calcul de Q_{jmax} par les différentes formules empiriques.

1-5-4-Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps, il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, forme, volume, temps de montée et temps de descente, la forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue qui s'écrit :

$$Q_M = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^m \quad (V-18)$$

Et l'autre traduisant la descente qui s'écrit :

$$Q_D = Q_{\max} \left(\frac{T_b - T}{T_d} \right)^n \quad (V-19)$$

T_m : temps de montée de la crue ($T_m = T_c$)

T_d : temps de décrue ($T_d = \gamma \cdot T_c$) ;

$Q(t)$: débit maximum d'une fréquence X (%) ;

$m=2$ et $n=3$: puissance des équations ;

γ : est évalué en fonction de la taille du cours d'eau de la perméabilité et du taux de boisement du bassin versant.

Description du cours d'eau	γ
Petit cours d'eau et vallons dans les bassins versants faiblement perméables	2 à 2.5
Petit cours d'eau et vallons dans les bassins versants boisés ou perméables Moyen cours d'eau avec terrasses de lit majeures normales.	3 à 4
Grand et moyen cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4 à 7

Pour notre bassin versant la valeur prise est $\gamma=3$.

$$T_d = \gamma \cdot T_m$$

$$T_d = 48h.$$

$$T_b = T_m + T_d$$

$$T_b = 64h.$$

Temps(h)	Q_{jmax} (10%)=705.538m ³ /s	Q_{jmax} (1%)=600.994m ³ /s	Q_{jmax} (0.1%)=483.397m ³ /s
0	0.000	0.000	0.000
2	11.024	9.391	7.553
4	44.096	37.562	30.212
6	99.216	84.515	67.978
8	176.385	150.249	120.849
10	275.601	234.763	188.827
12	396.866	338.059	271.911
14	540.178	460.136	370.101
16	705.539	600.994	483.397
18	620.970	528.956	425.455
20	543.445	462.918	372.339
22	472.656	402.619	323.838
24	408.298	347.797	279.744
26	350.065	298.193	239.845
28	297.649	253.544	203.933
30	250.746	213.591	171.798
32	209.049	178.072	143.229
34	172.251	146.727	118.017
36	140.046	119.295	95.952
38	112.129	95.514	76.825
40	88.192	75.124	60.425
42	67.931	57.865	46.542
44	51.037	43.475	34.968
46	37.206	31.693	25.492
48	26.131	22.259	17.904
50	17.506	14.912	11.994
52	11.024	9.391	7.553
54	6.380	5.434	4.371
56	3.266	2.782	2.238
58	1.378	1.174	0.944
60	0.408	0.348	0.280
62	0.051	0.043	0.035
64	0.000	0.000	0.000

Tableau (V-18) Hydrogramme de crue pour Q_{jmax} de différentes fréquences

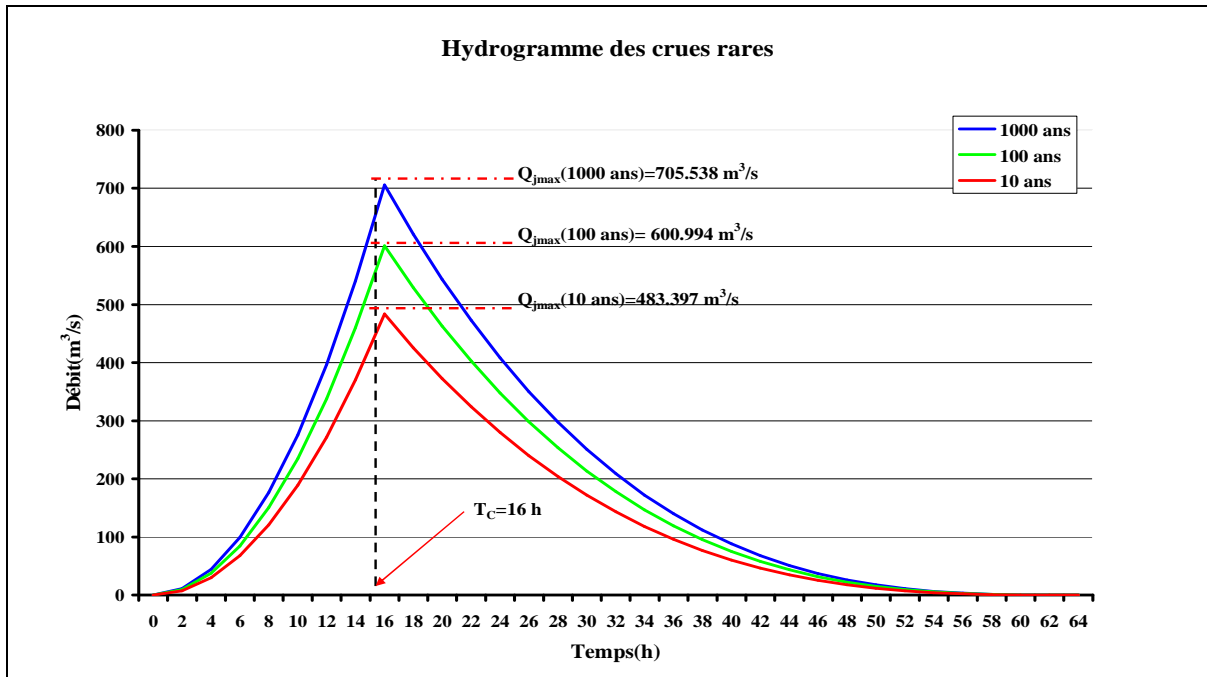


Figure (V-13) Hydrogramme de crues exceptionnelles

1-5-5-Calcul de la lame d'eau écoulee sur l'ensemble du Bassin Versant :

La lame d'eau écoulee est le rapport entre le volume de pluie précipité et leur déficit par les phénomènes (évaporation, infiltration, évapotranspiration).

L'objectif de ces études est l'estimation de l'apport annuel d'oued l'Abiod et le volume des crues dans les cas exceptionnelles.

Pour calculer la lame d'eau écoulee, il existe plusieurs méthodes dont celles de :

a) Formule de Derie-Sarvary (1985)

$$Le = 0,915 \left(\frac{Pa}{1000} \right) . 5^{0,842} . 31,536 \tag{V-20}$$

$$A = Le . S . 10^{-3} \tag{V-21}$$

Pa : précipitation moyenne annuelle du B.V.

Pa = 216,91 mm (selon méthode Arithmétique)

Le = 24,26 mm/année.

$$A = 31,53 \text{ Hm}^3$$

b) Formule de l'A.N.R.H

La lame d'eau écoulée est donnée par la formule :

$$\bar{A} = Q.N \quad \text{Et} \quad L_e = \frac{\bar{A}}{S.10^{-3}}$$

A : apport annuel (Hm3)

Q : débit moyen annuel (m3/s)

N : nombre de secondes de l'année.

Le : lame d'eau écoulé (mm).

S : superficie du bassin versant.

$$A = 0.915.P^{2.684} .S^{0.842} .10^6$$

p : pluviométrie moyenne annuelle du bassin versant.

A = 6,340 Hm3

Le = 4,87 mm

c) Formule de SAMIE

$$Le = P^2 (293 - 2,2 (S))^{1/2}$$

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

L'apport moyen annuel est donné par la relation :

Le = 12,31 mm

A = 6,340 Hm3

Méthode	Apport annuel (Hm ³)	Lame d'eau écoulée (mm)
Formule Derie Sarvary	31,53	24,26
Formule de l'ANRH	6,34	4,87
Formule de SAMIE	12.31	16,00

Tableau (V-19) Les résultats calculées de l'apport et la lame d'eau.

1-5-6-L'Observation de l'apport annuel:

L'étude des apports liquides sera basé essentiellement sur les données hydrométrique de station M'Chouneche comme seule station jaugeage dans le bassin versant de oued l'Abiod et ainsi situé à l'exutoire du bassin versant.

Le tableau ci dessous représente les apports liquides annuels enregistrés d'une série de 23 ans d'observations.

L'année	L'apport	L'année	L'apport	L'année	L'apport
1971	17,96	1979	21,80	1987	3,53
1972	32,50	1980	18,08	1988	8,76
1973	8,77	1981	4,70	1989	19,81
1974	13,32	1982	8,43	1990	5,49
1975	17,99	1983	2,51	1991	3,55
1976	39,46	1984	2,45	1992	4,29
1977	7,87	1985	9,16	1993	3,09
1978	7,26	1986	10,98	Moyenne	11,85

Source : A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-20) Les apports liquides annuel de la station M'Chouneche

A partir de la courbe tracée qui présente que le régime des apports liquides annuel est irréguliers et considérables dans certain années (32,50 à 1972) à cause de la nature des précipitations qui sont caractérisées par l'irrégularité et le caractère torrentiel ainsi que les autres facteurs favorisés l'écoulement superficiel (couverture végétale dégradée, formation lithologique peu perméable,...).

1-5-7-La variabilité annuelle des écoulements :

L'irrégularité des régimes hydrauliques est, bien entendue, encore plus accentuée que celle des précipitations.

La figure montre la variabilité extrême de l'écoulement annuel de l'Oued El Abiod, la plus grande partie de ces écoulements survient en quelque jour provoquant parfois des crues importantes.

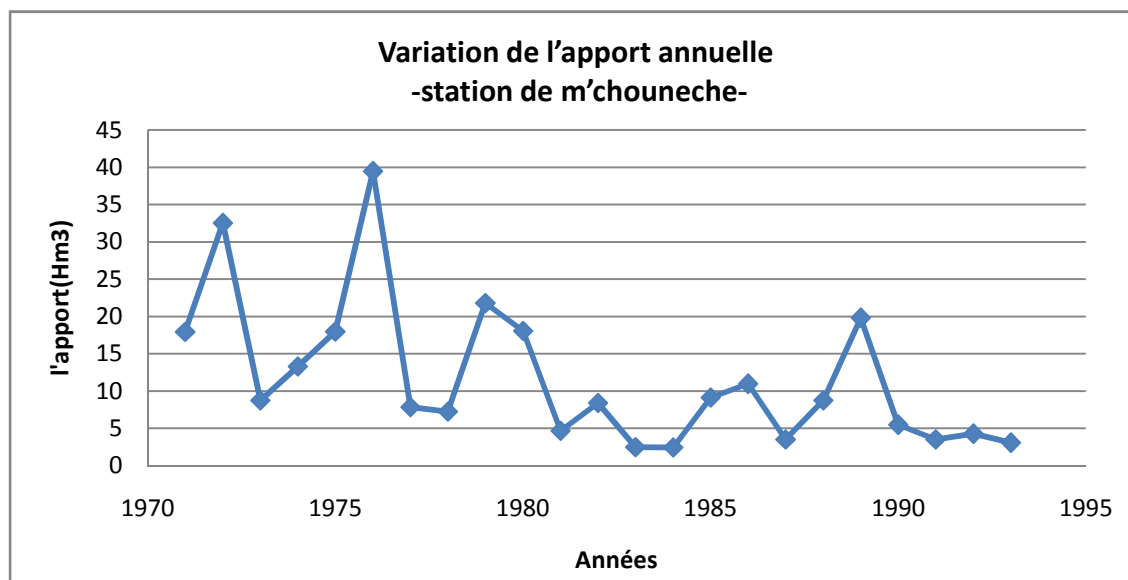


Figure (V-14) Variation de l'apport annuelle – station de m'chouneche-

Le tableau ci dessous donne le débit moyen annuel à la station de M'Chouneche, ces valeurs traduisent bien le régime d'écoulement.

L'irrégularité des débits annuels se caractérise par le coefficient d'hydraulicité

(Rapport du module annuel de l'année QI au module inter annuel (Q)).

Année	80/81	81/82	82/83	83/84	84/85	85/86	86/87	87/88
Débit m3/s	0,57	0,15	0,27	0,08	0,08	0,29	0,348	0,112
K	2,67	0,7	1,27	0,37	0,37	1,36	1,63	0,525
Année	88/89	89/90	90/91	91/92	92/93	93/94	Moy.	
Débit m3/s	0,28	0,28	0,175	0,113	0,137	0,098	0,213	
K	1,31	1,31	0,82	0,53	0,64	0,46		

Source : A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-21) Le débit moyen annuel à la station de M'Chouneche.

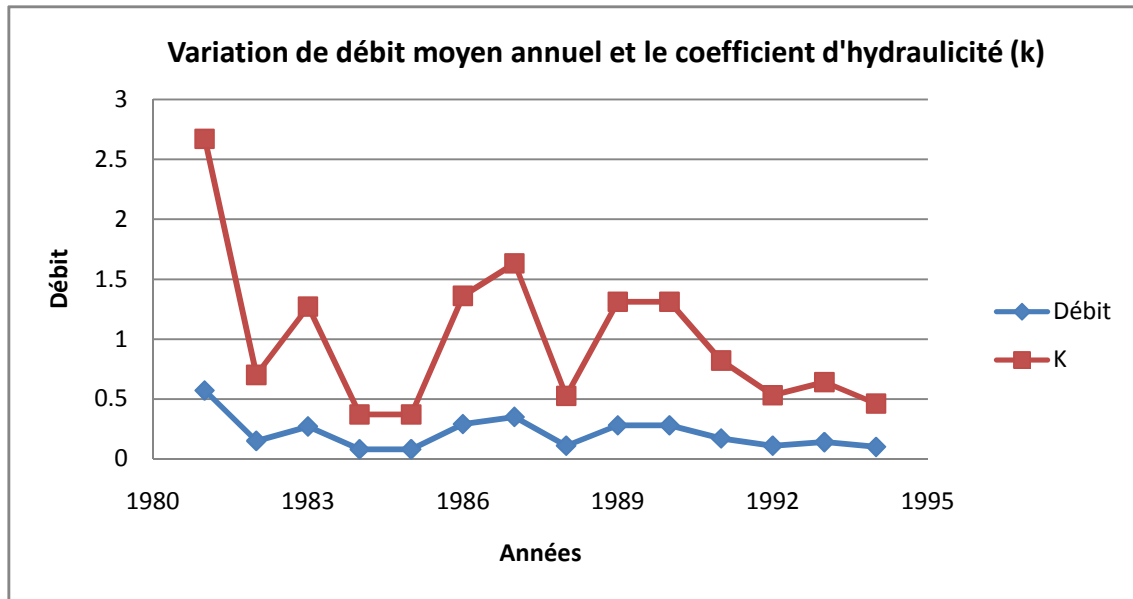


Figure (V-15) Variation de débit moyen annuel et coefficient d'hydraulicité

La variation du coefficient de l'hydraulicité montre l'irrégularité du débit de l'oued l'Abiod chaque année, les coefficients les plus élevés correspondent aux années humides, par contre les années sèches où le débit (module annuel) est inférieur au débit moyen qui est représenté par les coefficients inférieurs à l'unité.

1-5-8-Variabilité mensuelle et saisonnière des écoulements :

La variation inter mensuelle de l'écoulement, indique le mois les plus humides et les mois les plus secs, pour caractériser cette variation mensuelle, nous avons calculé le débit moyen mensuel pour la période d'observation de la station de M'Chouneche, et le coefficient mensuel. (Rapport du débit mensuel au module de la période observée).

Mois Période d'observation	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aut	Qmois
Station M'chouneche	0,574	0,301	0,199	0,151	0,141	0,196	0,321	0,320	0,316	0,219	0,056	0,108	0,233
Coef. Mensuel K	2,46	1,29	0,85	0,65	0,6	0,84	1,38	1,37	0,93	0,94	0,24	0,46	

Source : A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-22) – Débit moyen inter mensuel (m3/s)

La représentation graphique (figure (IV-16)) permet de visualiser les mois des hautes eaux et les mois des basses eaux, le maximum de débit mensuel correspond au mois de septembre, et le mois de mars, les mois des basses eaux correspondons au mois de juillet et août.

La variabilité des débits inter mensuel indique les saisons les plus humides et les saisons les plus sèches. Les pluies d'automne provoquent de fortes crues dues aux pluies orageuses.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Débit mensuel	2,46	1,29	0,85	0,65	0,6	0,84	1,38	1,37	0,93	0,94	0,24	0,46

Source : A.N.B.T BISKRA

Tableau (V-23) les variabilités inter mensuelles des débits

La figure ci dessous illustre cette variabilité inter mensuelle des débits.

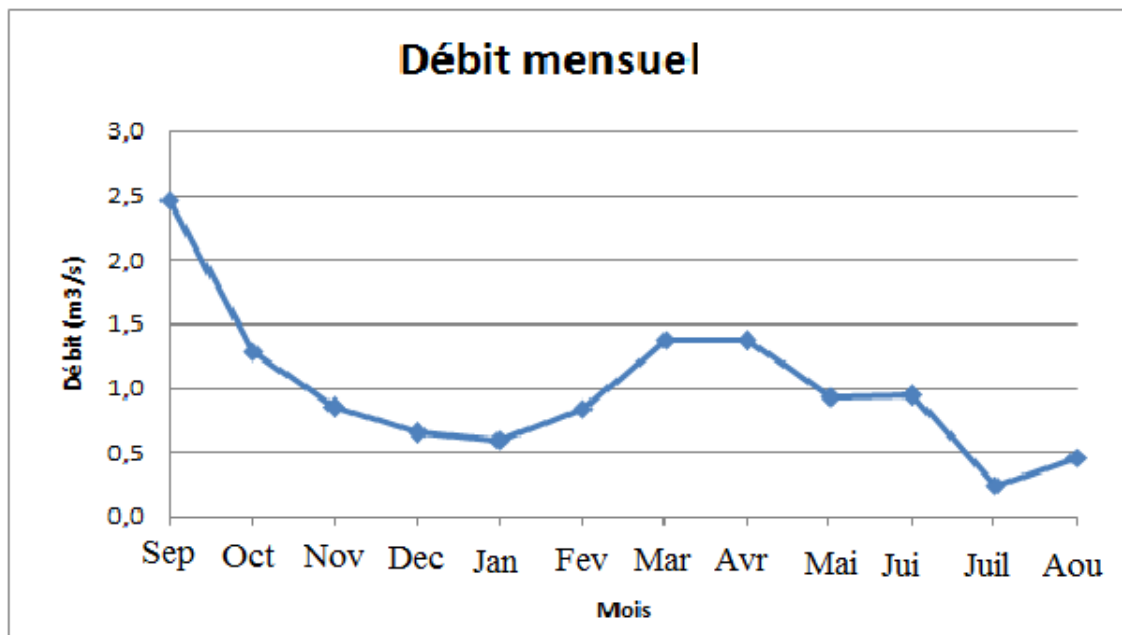


Figure (V-16) Variation des débits moyens mensuels

Conclusion :

Après l'hydrogramme des crues tracé pour les différentes fréquences on remarque que les valeurs des débits augmentant et arrivant au temps de concentration atteignent un maximum (temps décrues) et toutes les courbes ont la même allure quelque soit la fréquence, l'intérêt économique de la prédétermination des débits probables des crues d'un cours d'eaux, en un point données sont évidents en raison des effets destructif bien connue, des écart des fonctionnement hydrologique, leur détermination aussi nécessaire au calcul de certain ouvrage, les résultats obtenus pour les débits sont calculés par la formule de GIANDOTTI pour différents périodes servent comme suite :

- ✓ Pour une période de 1000 ans avec un débit de 705.538 m³/s peut servir pour dimensionner les petits barrages.
- ✓ Pour une période de 100 ans avec un débit de 600.994 m³/s peut servir pour dimensionner les évacuations des crues.
- ✓ Pour une période de 10 ans avec un débit de 483.397 m³/s peut servir pour dimensionner les dérivations provisoires.

1-6- Etude des apports solides :

Les sédiments qui pénètrent dans une retenue et qui résultent de l'érosion, sont transportés jusqu'à la retenue par les lits mineurs des réseaux hydrographique ainsi que par mis elle direct. Ces apports solides qui sont d'une granulométrie extrêmement variée, allant des graviers et des cailloux jusqu'aux particules de limons et d'argile.

1-6-1- Les modes des transports :

1-6-1-1- Transport par charriage : est consisté par les galets qui sont entraînés par glissement sur le fond lit s'ils ne se déposent pas, ils sont entraines dans les ouvrages.

1-6-1-2-Transport par suspension : concerne les éléments qui sont maintenues par la turbulence en suspension, on trouve évidemment une majorité d'éléments très fins, comme par exemple, les argiles ils représentent l'essentiel des dépôts d'envasement des ouvrages.

Nous avons résumé l'étude sur le transport de suspension

1-6-2- Détermination des débits solides :

$$Q_s = Q_1 C \quad (V-22)$$

Q_s : débit solide en suspension (Kg/m³/s)

Q_1 : débit liquide (m³/s)

C : concentration des suspensions (Kg/m³)

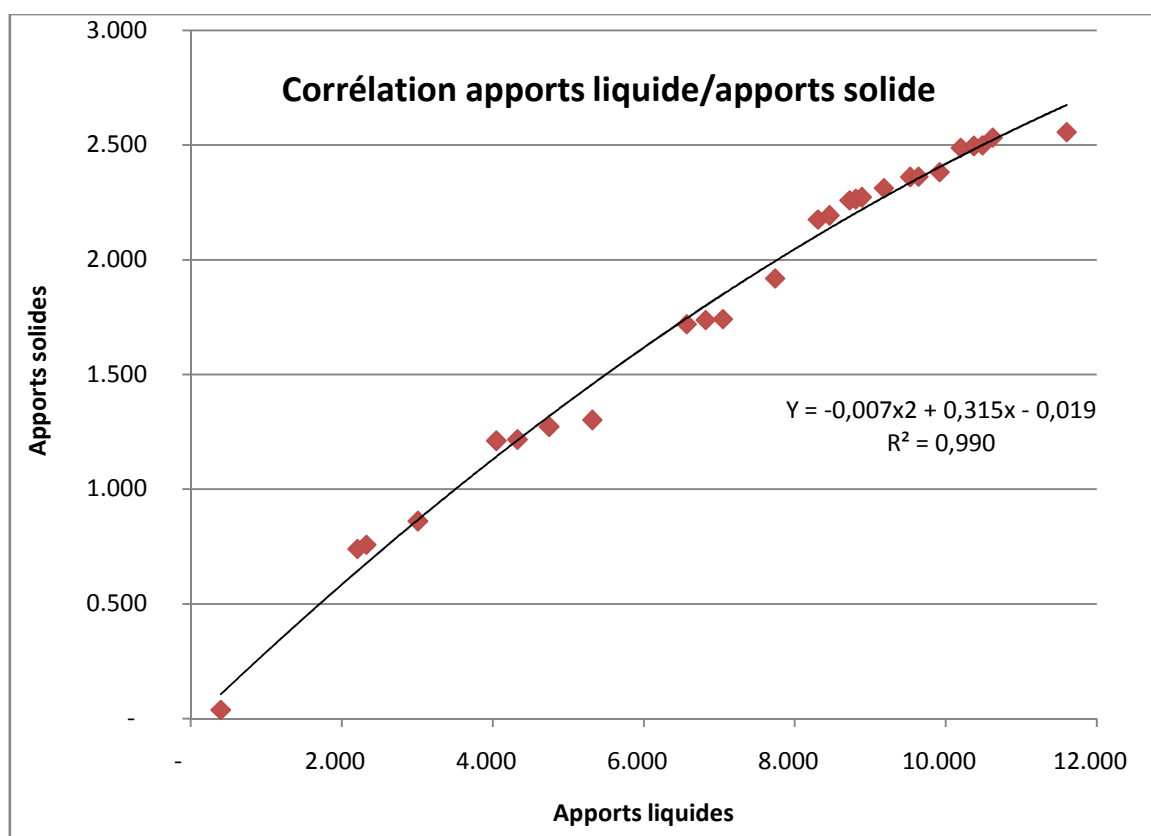


Figure (V-17) Corrélation apports liquide/ apports solide

Le tableau ci dessous représente les concentrations en fonction des débits liquide.

Année	Liquide (m3/s)	Concentration Kg/m ³	Année	Liquide (m3/s)	Concentration Kg/m ³
68 – 69	0,400	240	89 – 90	0,2799	990
69 – 70	1,808	1010,5	90 – 91	0,1745	110
70 – 71	0,117	401,5	91 – 92	0,1125	92,7
71 – 72	0,686	387,25	92 – 93	0,1365	637,5
72 – 73	1,037	877,5	93 – 94	0,978	61,84
73 – 74	0,280	52,5	94 – 95	0,67	913,28
74 – 75	0,420	345,8	95 – 96	1,35	347,67
75 – 76	0,57	135,09	96 – 97	0,19	319,57
76 – 77	1,25	868,272	97 – 98	0,69	303,56
77 – 78	0,25	195,68	98 – 99	0,19	287,63

78 – 79	0,23	39,370	99 – 00	0,44	267,16
79 – 80	0,69	669,36	00 – 01	0,25	263,59
80 – 81	0,57	1170,24	01 – 02	0,51	249,80
81 – 82	0,15	304,49	02 – 03	0,76	226,60
82 – 83	0,27	638,98	03 – 04	2,96	158,89
83 – 84	0,08	158,27	04 – 05	1,29	81,71
84 – 85	0,08	272,94	05 – 06	1,04	39,30
85 – 86	0,2900	359,14	06 – 07	0,35	13,90
86 – 87	0,3476	356,36	07 – 08	0,33	1,44
87 – 88	0,1119	60,01	08 – 09	3,23	63,44
88 – 89	0,2799	175,4	---	---	---

Tableau (V-24) concentrations en fonction des débits liquide

En première phase, on remarque que la quantité de transport solide augmente en parallèle avec l'apport liquide et on peut interpréter ce phénomène par l'érosion agressive qui résulte de la pluie torrentielle surtout après une longue période de sécheresse (1010,5 x 103 t/Hm³ en 1970 avec taux de reboisement faible et les manques relatifs des aménagements anti-érosifs).

En deuxième partie ; à partir de 1982 on observe que la régression du régime fluvial de l'oued l'Abiod (sauf certaines crues) est causée par la dégradation climatique dans d'autres zones (voir tableau de P_{jmax} des stations pluviométriques). Avec la décroissance des sédiments transportés par l'oued.

Le mode et les méthodes de calculs du transport solide seront présentés dans le chapitre III

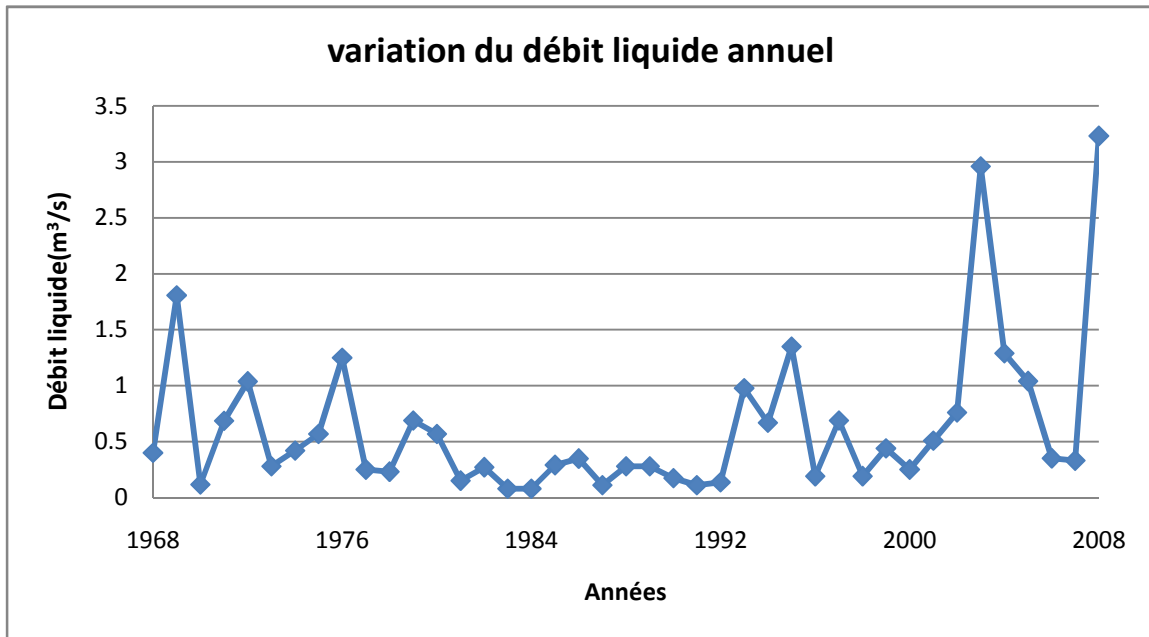
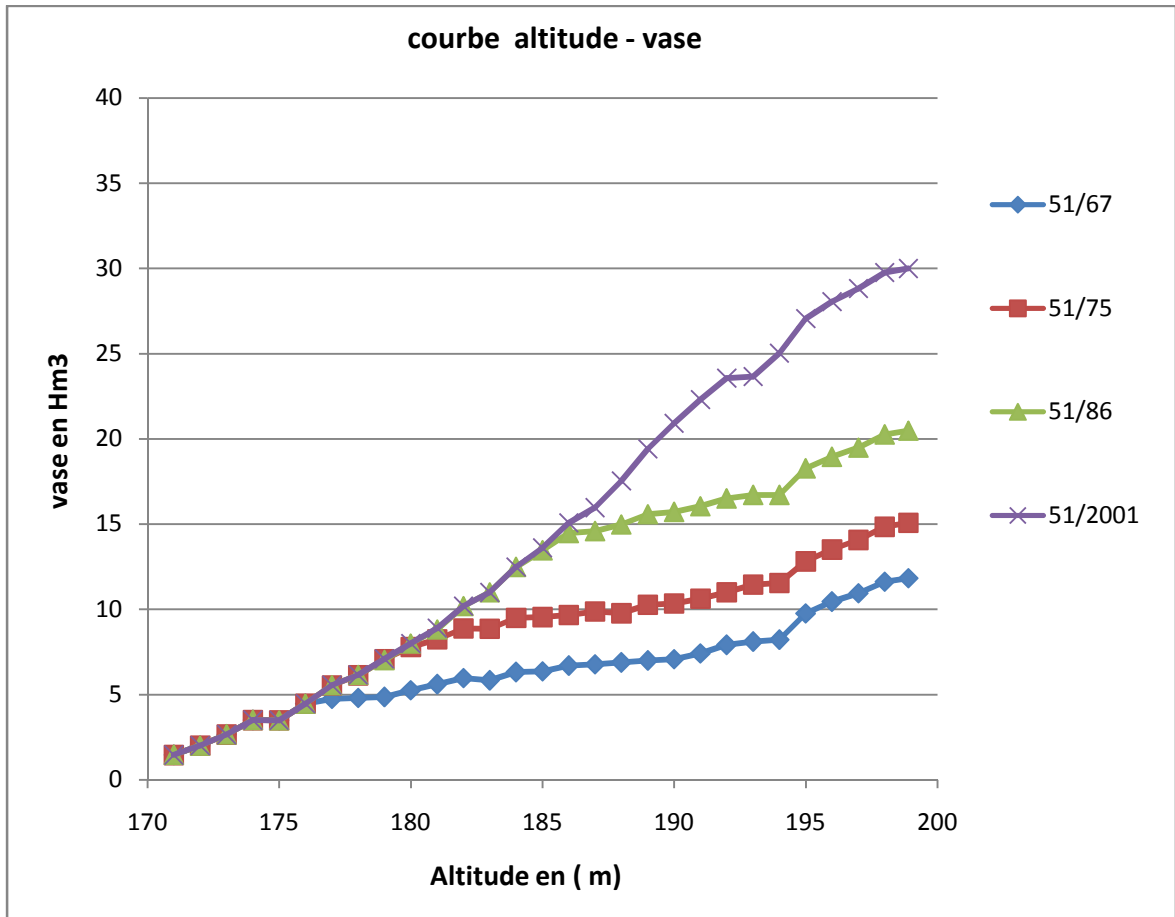


Figure (V-18) variation du débit liquide annuel en fonction du temps



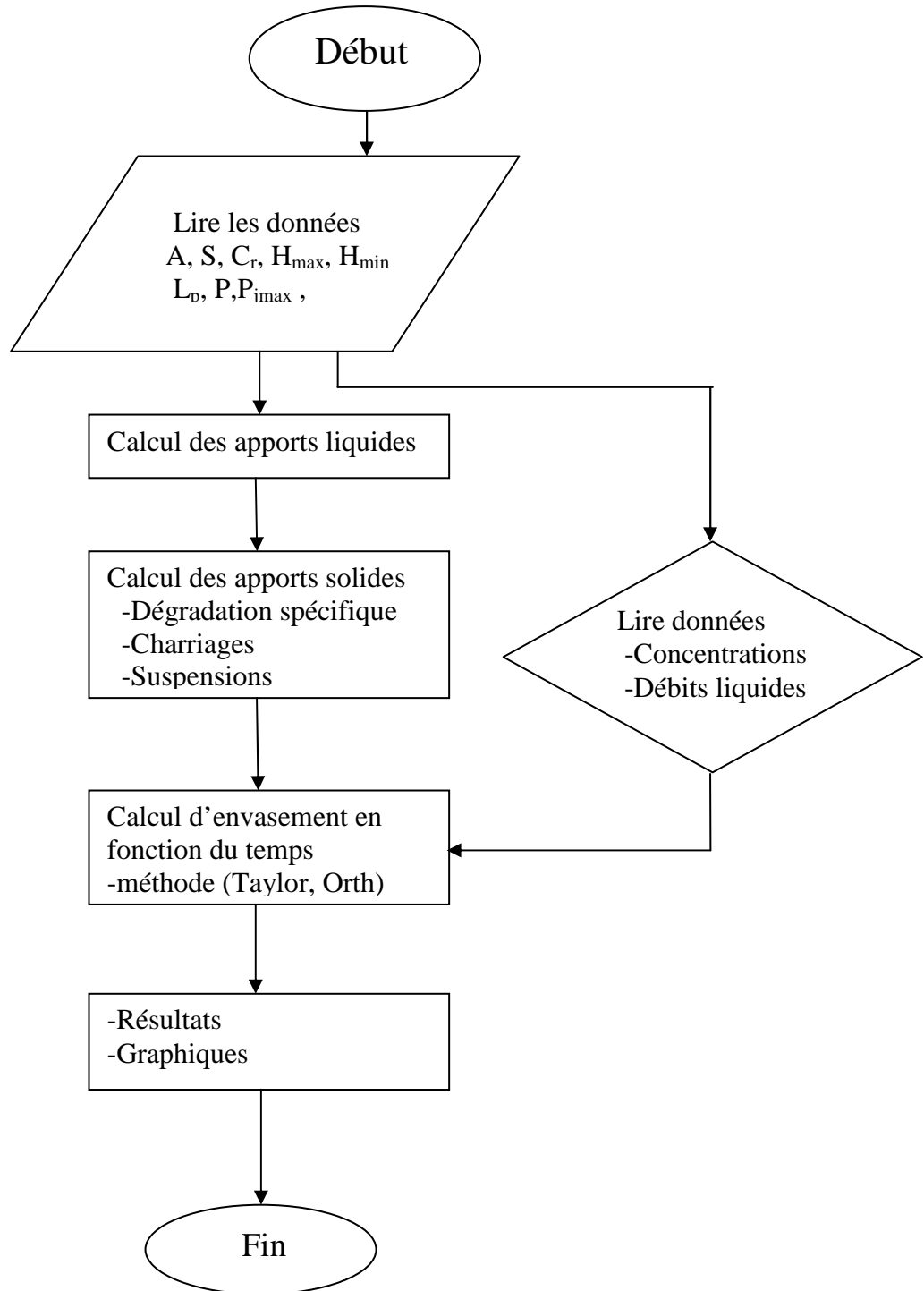
Source ANBT BISKRA

Figure (V-19) évaluation de la vase en fonction de l'altitude

Il apparait clairement que l'évolution de l'engrèvement dans le barrage depuis sa construction est régulière, elle est de l'ordre de $60200 \text{ m}^3 / \text{an}$, ce taux est assez élevé traduit nettement les conditions morphodynamiques du bassin versant dont l'influence sur l'alluvionnement du barrage de Foug el Gerza est très grande.

Les courbes représentent les différentes périodes du volume d'envasement en fonction de la hauteur du barrage « hauteur –vase » pour les années 1951/1967, 1951 /1975 ,1951/ 1986, 1951/2001. « Voir tableau annexe »

L'organigramme de calcul :



Les calculs ont été réalisés à l'aide d'un programme en Delphi dénommé (C.E.B) élaboré par nos soins dont l'organigramme est présenté ci-dessus

1-6-3-Résultats de calcul

Année	Temps (ans)	C _{observe} (Mm ³)	C _{calculée} (Mm ³)	Ecart	a	Vase observé	Vase calculé
1950	0	47.00	47.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1967	18	35.07	37.34	2.27	0.98	11.93	9.66
1975	26	31.93	33.71	1.78	0.98	15.07	13.29
1986	37	26.52	29.29	2.77	0.98	20.48	17.71
1993	44	24.32	26.78	2.46	0.98	22.68	20.21
2001	52	16.90	24.18	7.28	0.98	30.10	22.82
2009	60	14.74	21.83	7.09	0.98	32.26	25.17

Tableau (V-25) Augmentation de la vase par rapport au temps

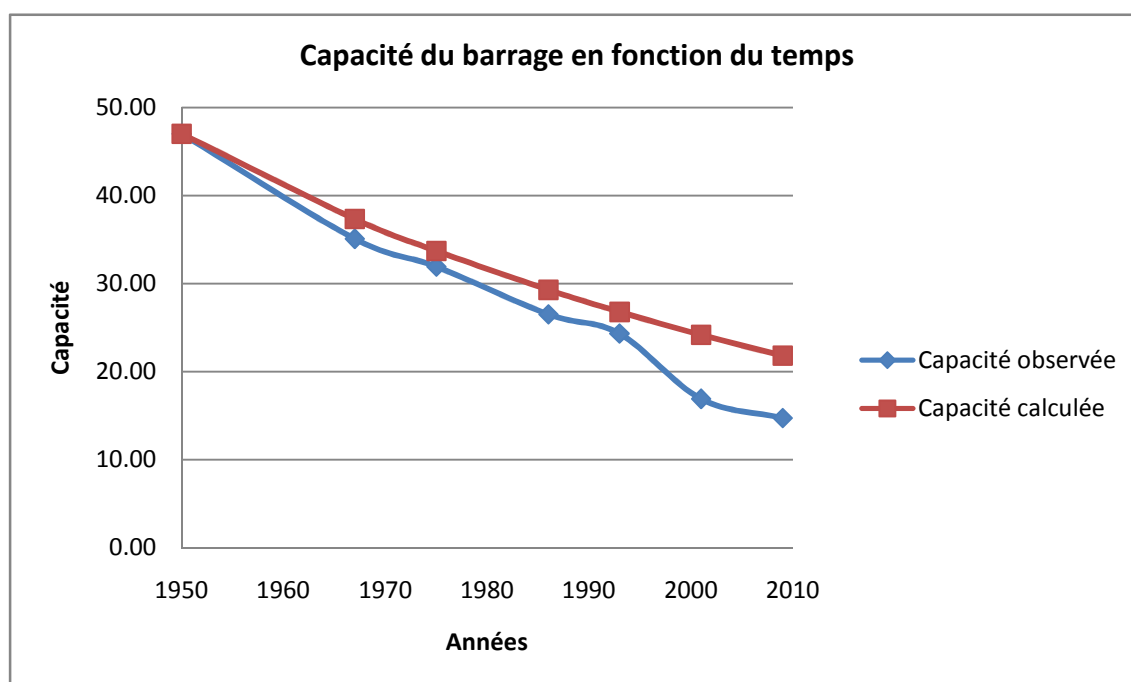


Figure (V-20) Variation de capacité du barrage en fonction du temps.

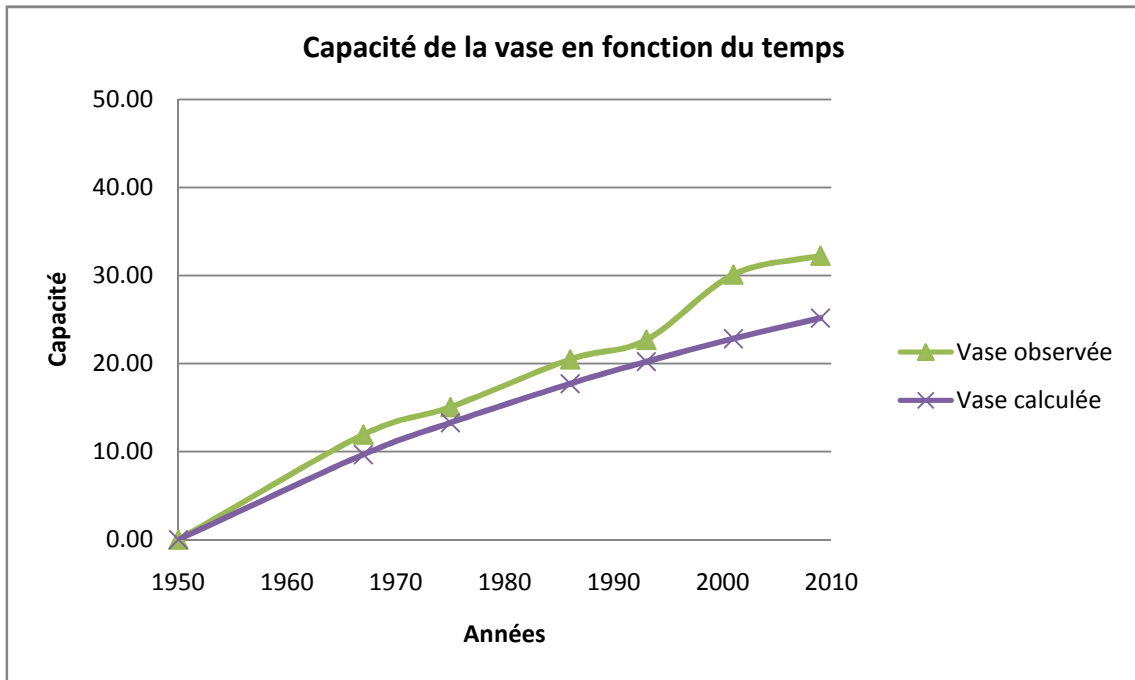


Figure (V-21) Variation de capacité de la vase en fonction du temps.

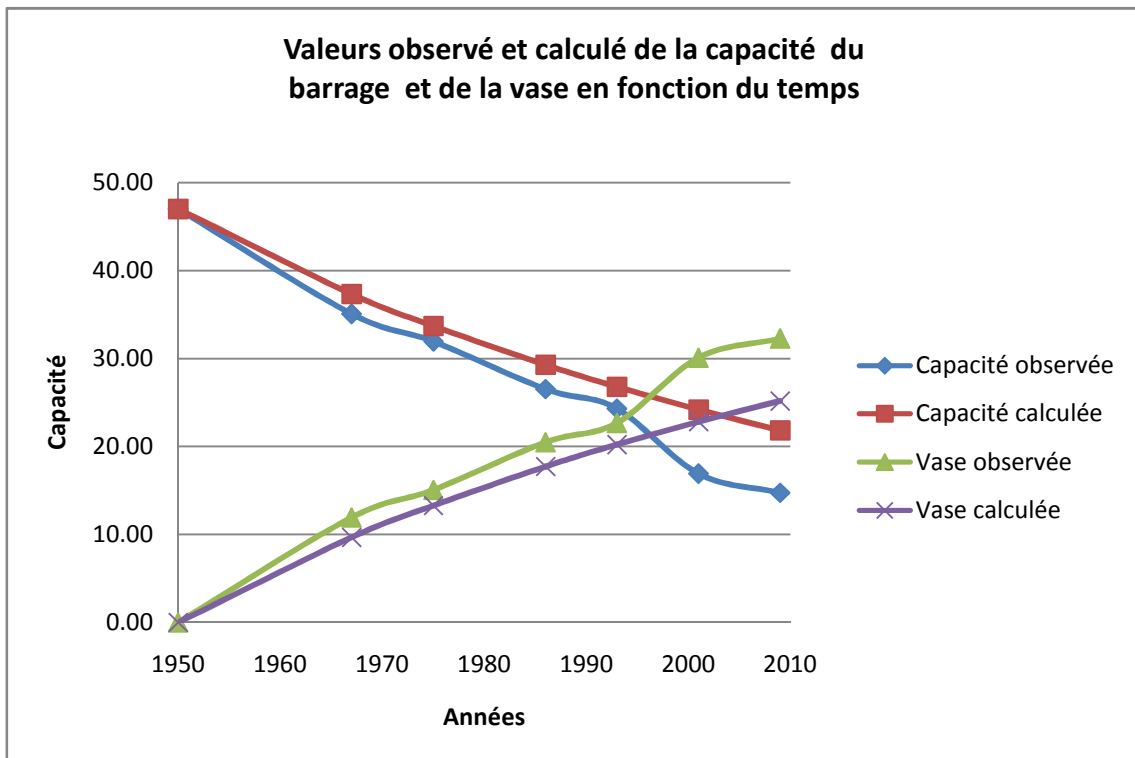


Figure (V-22) Valeurs observé et calculé de la capacité du barrage et de la vase en fonction du temps

1-6-4-Analyse des résultats :

Le principal facteur déterminant l'engravement et l'exploitation du barrage de Foum el-Garza s'avère être de la première apparence le rapport entre les apports solides et le volume du barrage (W'/R).

Nous nous trouvons désolé de reconnaître que la plupart des oueds alimentant le barrage du Foum el Garza sont démunis de données sur les transports solides. C'est pourquoi pour la caractérisation de l'envasement de barrage, en première approche, nous avons considéré que la quantité des transports solides est égale au dépôt des alluvions moyen annuel dans le barrage, c'est-à-dire $R = R_0$.

L'accélération des processus de l'érosion et des transports solides dépend fondamentalement des conditions hydrologiques et morphologiques du bassin versant de l'Oued Labiod. Les écarts climatiques interannuels et la fréquence des précipitations maximales instantanées font que la totalité de la surface totale des terres de cette région sont soumise à une dégradation très élevée. La sédimentation du réservoir de Foum el Garza, par le fait de ces processus, à titre indicatif est de l'ordre de $E = 0,7 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$. A partir de cette valeur d'atterrissement des matériaux solides dans la retenue, l'érosion spécifique quantifiée est de $900 \text{ t/Km}^2/\text{an}$.

L'engravement moyen annuel de Foum el Gerza a été déterminé par la méthode de ORTH.

Ainsi annuellement, la capacité utile en eau de la retenue se trouve réduite de quelques milliers de m^3/an . Depuis sa mise en service, l'envasement total est estimé à 32,26 millions (Mm^3) environ 70% de la capacité initiale du barrage.

La conclusion qui peut être tirée est que l'engravement du barrage de Foum el Garza est trop élevé en comparaison avec a qui est observé dans les pays voisins.

Les taux d'envasement ont été estimés en utilisant à la fois les travaux bathymétriques entrepris depuis le début d'exploitation du barrage et la méthode de calcul de ORTH dont la fiabilité a été confirmée lors de son application pour le calcul de l'envasement de plusieurs barrages américains (Austin, Penig ...) cependant, il convient de signaler que chaque barrage a son propre coefficient, celui de Foum el Gerza étant égale ($a=0,98$).

Les résultats des calculs nous ont donné les valeurs suivantes de l'envasement du barrage de Foum el Gerza.

Année	1967	1975	1986	1993	2001	2009
Dépôts en %	25,38	32,06	43,57	48,25	64,04	68,34

L'interprétation scientifique de ces résultats est que le volume total des dépôts W' dans le barrage représente un taux très élevé.

La quantité des alluvions déposées R_0 pendant la première année d'envasement obtenue sur la base de la relation $R=f(u)$, est également très élevée par le fait des caractéristiques morphologiques du bassin en question ($H_{moy}=1170\text{ m}$, $I=7\text{ ‰}$) et des très grandes vitesses des écoulements $U > 0,5\text{ m/s}$.

La valeur des indices caractérisant la capacité d'accumulation du barrage.

année	1967	1975	1986	1993	2001	2009
Valeurs de W'/R_0 En %	36,98	46,71	63,48	70,30	93,30	100

Les courbes de répartition des dépôts de sédiments montrent, que l'uniformité des dépôts, indépendamment de la dimension des sédiments, est déterminée par la valeur de la pente.

La quantité des sédiments déposés dans le barrage de Foum el Gerza obtenue par la relation $\rho=f(u)$ étant aussi très importante, à titre indicatif la concentration moyenne annuelle par mètre cube d'eau est de l'ordre de $601,75\text{ Kg}$.

Concernant toujours ce barrage alimenté par des oueds dont la pente sont très grande ($I > 7 ‰$), les apports solides grossiers de fond constituent par rapport aux transports par suspension environ 20 – 30 %.

En additionnant ces apports aux autres dépôts constitués par les éléments fins, le résultat hydrobathymétrique observé au niveau du barrage depuis sa mise en eau en 1950 est très éloquent.

Afin d'établir la relation déterminant les dépôts des sédiments dans le barrage, nous avons grâce aux résultats obtenus par la méthode de ORTH construit des courbes montrant l'abaissement de la capacité du barrage en fonction du temps et l'évolution de la capacité de la vase en fonction du temps. Elles reflètent de manière parfaite le processus d'envasement du barrage de Foum el Gerza entamé depuis les premières années d'exploitation.

CONCLUSION

L'importance du transport solide en Algérie s'est toujours traduit par un comblement rapide des retenues de barrage diminuant considérablement leur capacité de stockage et par conséquent leur durée de vie.

Il importe donc, non seulement de prévoir le rythme de comblement de la retenue de façon aussi précise que possible de manière à prendre les dispositions économiques et sociales qui s'imposent mais aussi et surtout de développer certaines techniques d'études pour améliorer les méthodes de lutte contre l'alluvionnement rapide des barrages.

De la présente étude relative à l'envasement du barrage de Foug el Gerza, il résulte que l'évolution du profil des dépôts des sédiments dans la cuvette suit une forme exponentielle. L'intensité de l'envasement tant observé que calculé est en fait due aux conditions extrêmes climatiques, morphodynamiques et hydrologiques du bassin.

La genèse des processus d'érosion et de transport des sédiments grossiers et fins a comme origine également l'intensité et l'énergie cinétique des pluies, la pente et l'inclinaison des pentes, ainsi que l'absence du couvert végétal et la fragilité des sols.

Les résultats hydrobathymétriques observés au niveau du barrage de Foug el Gerza ne sont en effet que le portrait physique de toutes les conditions énumérées ci-dessus.

L'évolution de la vase dans le barrage depuis sa mise en eau jusqu'à aujourd'hui s'est faite de manière croissante jusqu'à atteindre un seuil très avancé et ceci par le fait de tous les apports solides dont les plus grossiers qui sont estimés à presque de 20 à 30 % des apports totaux.

Les concentrations moyennes par litre d'eau sont estimées à 602 g/l.

Les calculs effectués par la méthode de ORTH pour la caractérisation de l'envasement du barrage sont tout à fait justifiés et confirment, d'autant plus la tendance prise par la courbe d'évolution temporelle des alluvions observés dans le barrage.

Les résultats produits par cette méthode sont très éloquentes car ils sont presque identiques à ceux qui ont été observés dans le barrage, traduisant le dépôt instantané et la progression graduelle sous forme de plateau lacustre des éléments grossiers tout le long de ces années d'exploitation de cette structure hydraulique.

Perspectives :

Cette étude qui est loin d'être exhaustive par le fait de la complexité du problème étudié, ne prétend nullement encore avoir cerné tous les aspects de ce phénomène car ni l'outil numérique utilisé, ni les données hydrobathymétriques disponibles n'ont permis de quantifier exactement le volume de la vase atterrie dans le barrage de Foum el Gerza .

Cette étude prendrait une autre dimension et les résultats seraient plus représentatifs si d'autres recherches se pencheraient sur la quantification des transports solides par charriage et ceux intermédiaires par les méthodes numériques « Shoklitsch , Shields » à l'amont du barrage qui contribuent avec des taux assez élevés à l'engrèvement de cette structure.

CONCLUSION

TABLES DES ILLUSTRATIONS

Liste des figures

Figure (I-1) Modes de transport solide

Figure (I-2) Mode d'envasement

Figure (III-1) Mode de transport solide

Figure (III-2) Equilibre d'un grain posé sur le fond d'un canal

Figure (III-3) Particules exposées en noir et particules non-exposées en blanc

Figure (III-4) Section de mesure

Figure (III-5) Epure des débits solides élémentaires

Figure (IV-1) Mode d'envasement

Figure (IV-2) Mode d'envasement par le courant de turbidité

Figure (IV-3) Graphique $\frac{R_0}{R} = f\left(\frac{\omega_n}{\omega_p}\right)$

Figure (V-1) Carte situation géographique du barrage de FOUM EL GHERZA

Figure (V-2) Carte de position des stations dans le bassin versant Oued El Abiod

Figure (V-3) Carte hypsométrique du bassin de oued El abiod

Figure (V-4) Courbe hypsométrique du bassin versant l'Oued El Abiod.

Figure (V-5) Carte du réseau hydrographique du bassin de oued El abiod

Figure (V-6) Hydrogramme de la crue de 26 et 27 avril 2006.

Figure (V-7) Température moyenne mensuelle

Figure (V-8) Humidité relative en % des stations.

Figure (V-9) Evaporation moyenne mensuelle

Figure (V-10) Régression linéaire du gradient altitudinal des précipitations.

Figure (V-11) La carte des isohyètes

Figure (V-12) Variation de la précipitation moyenne mensuelle.

Figure (V-13) Hydrogramme de crues exceptionnelles

Figure (V-14) Variation de l'apport annuelle – station de m'chouneche-

Figure (V-15) Variation de débit moyen annuel et coefficient d'hydraulicité

Figure (V-16) Variation des débits moyens mensuels

Figure (V-17) Corrélation apports liquide/ apports solide

Figure (V-18) variation du débit liquide annuel en fonction du temps

Figure (V-19) évaluation de la vase en fonction de l'altitude

Figure (V-20) Variation de capacité du barrage en fonction du temps.

Figure (V-21) Variation de capacité de la vase en fonction du temps.

Figure (V-22) Valeurs observé et calculé de la capacité du barrage et de la vase en fonction du temps

Liste des tableaux

Tableau (I-1) Etat d'envasement des barrages algériens

Tableau (I-2) Etat des lieux de quelques barrages algériens

Tableau (II-1) Formes d'érosion hydrique

Tableau (II-2) Forme de dégradation et d'érosion, causes, facteurs de résistance du sol

Tableau (V-1) Variation de surface en fonction de l'altitude

Tableau (V-2) Variation de l'indice de pente global

Tableau (V-3) Classification de l'O.R.S.T.O.M du relief

Tableau (V-4) Observation de la crue du 26 avril 2006

Tableau (V-5) Résultats morphométriques et géométriques

Tableau (V-6) Température moyenne mensuelle

Tableau (V-7) Mesure des vitesses de vents

Tableau (V-8) Humidité relative en % de Batna (zone de montagne) et Biskra (zone saharienne) les moyennes observées 7h, 13h, 18h

Tableau (V-9) Evaporation moyenne mensuelle des deux stations Biskra – Batna

Tableau (V-10) Caractérisation des stations pluviométriques et hydrométrique

Tableau (V-11) La pluie moyenne annuelle

Tableau (V-12) Estimation de la lame d'eau moyenne précipitée sur le bassin par la méthode des isohyètes

Tableau (V-13) Les paramètres de la loi de Gumbel (FOUM EL GHERZA)

Tableau (V-14) Précipitations moyennes mensuelles

Tableau (V-15) Représentation fréquentielle des pluies journalières maximales

Tableau (V-16) Pluies de courte durée pour différentes fréquences

Tableau (V-17) Calcul de Q_{jmax} par les différentes formules empiriques.

Tableau (V-18) Hydrogramme de crue pour Q_{jmax} de différentes fréquences

Tableau (V-19) Les résultats calculées de l'apport et la lame d'eau.

Tableau (V-20) Les apports liquides annuel de la station M'Chouneche

Tableau (V-21) Le débit moyen annuel à la station de M'Chouneche.

Tableau (V-22) Débit moyen inter mensuel (m^3/s)

Tableau (V-23) Les variabilités inter mensuelles des débits

Tableau (V-24) Concentrations en fonction des débits liquide

Tableau (V-25) Augmentation de la vase par rapport au temps

NOTATIONS

I_p : Intensité des précipitations

I : Pente du bassin versant

E_s : érosion spécifique dans le bassin versant (T/km².an)

V_e : Végétation

T : coefficient de température

t_0 : température moyenne annuelle en °C

P_0 : pluie annuelle en (mm).

Z : coefficient d'érosion.

δ : équivalent numérique des processus visibles et nettement prononcés dans le bassin versant

I_{moy} : indice de pente moyenne du bassin versant.

T_{ss} : transport solide spécifique moyen annuel (T/Km².an)

I_e : indice lithologique (%).

I_p : indice des précipitations (%).

C_t : Coefficient de torrentialité

D_d : densité de drainage

S : superficie totale du bassin (Km²).

L_e : Lamme d'eau ruisselée moyenne inter annuelle en (mm)

K : coefficient de perméabilité

H_{moy} : l'altitude moyenne (en mm).

P_a : la pluviométrie moyenne inter annuel (en mm).

τ : La contrainte tangentielle de l'écoulement. (N/m²)

τ_{cr} : contrainte critique de début d'entraînement. (N/m²)

J : Perte de charge régulière de l'écoulement.

R_h : Rayon hydraulique (m).

g : Accélération de la pesanteur (m²/s).

λ_f : est le coefficient de darcy-weishbach

γ : Poids volumique du liquide (N/m³)

C : Coefficient de Chezy.

h : Hauteur du liquide (m).

U : Vitesse de l'écoulement (m/s).

D : Diamètre des grains (mm).

C : concentration des matériaux en suspension (g/l).

\bar{C} : Valeur moyenne du taux de concentration des matériaux (g/l).

\bar{U} : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

W : Vitesse de décantation des grains dans l'eau (m/s).

ρ : Poids spécifique de l'eau.

ρ_s : Poids spécifique du solide.

D_{50} : Diamètre des grains pour 50% (mm).

b : Largeur du cour d'eau

Δq_{si} : Débit solide pour un tronçon i ($m^3/s.ml$).

Q_{ss} : Débit solide total (m^3/s).

C_v : concentration volumique

L : Longueur du talweg principal.

ETP : évapotranspiration potentielle mm/mois.

t : moyenne mensuelle de température en C° .

P_i : hauteur de pluie moyenne annuelle d'une station.

Le : Hauteur de la lame d'eau sur l'ensemble de B.V (mm).

Q : débit moyen annuel (m^3/s).

T_c : Temps de concentration / heures.

d_m : diamètre maximal.

W_c : vitesse de chute d'une particule élémentaire isolé.

u^* : la vitesse de cisaillement sur le fond.

ν : la viscosité cinématique de l'eau.

**Etude statistique des précipitations moyennes annuelles par La loi de Gumbel
(MEDINA)**

Valeur de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique
527.4	225.1	1	0.015	-1.440	225.1	217.9539
523.6	236.4	2	0.044	-1.138	236.4	245.5852
244.6	244.6	3	0.074	-0.959	244.6	261.9609
482.9	251.3	4	0.103	-0.821	251.3	274.6051
658.7	251.6	5	0.132	-0.704	251.6	285.3367
331.7	252	6	0.162	-0.600	252	294.911
388.6	254.4	7	0.191	-0.504	254.4	303.7234
546.4	280.4	8	0.221	-0.413	280.4	312.011
521.3	316.6	9	0.250	-0.327	316.6	319.9303
345.2	318.7	10	0.279	-0.243	318.7	327.5925
280.4	331.7	11	0.309	-0.161	331.7	335.0816
373.6	345.2	12	0.338	-0.081	345.2	342.4645
517.2	347.1	13	0.368	-0.001	347.1	349.7973
465.3	348.7	14	0.397	0.079	348.7	357.1295
380.1	360.9	15	0.426	0.160	360.9	364.5064
236.4	373.6	16	0.456	0.241	373.6	371.9721
434.2	380.1	17	0.485	0.324	380.1	379.5705
512.4	388.6	18	0.515	0.409	388.6	387.3475
420	420	19	0.544	0.497	420	395.3527
251.3	434.2	20	0.574	0.587	434.2	403.6415
537.1	465.3	21	0.603	0.681	465.3	412.2774
527.2	482.9	22	0.632	0.780	482.9	421.3354
318.7	483.3	23	0.662	0.885	483.3	430.9063
483.3	487.7	24	0.691	0.996	487.7	441.1032
360.9	512.4	25	0.721	1.116	512.4	452.0708
251.6	517.2	26	0.750	1.246	517.2	463.9995
347.1	521.3	27	0.779	1.389	521.3	477.1498
487.7	523.6	28	0.809	1.550	523.6	491.8918
225.1	527.2	29	0.838	1.735	527.2	508.7798
540.7	527.4	30	0.868	1.952	527.4	528.7023
316.6	537.1	31	0.897	2.220	537.1	553.2219
348.7	540.7	32	0.926	2.572	540.7	585.5032
252	546.4	33	0.956	3.098	546.4	633.7201
254.4	658.7	34	0.985	4.212	658.7	735.7519

**Etude statistique des précipitations moyennes annuelles par La loi de Gumbel
(TKOUT)**

Valeur de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique
101	10	1	0.016	-1.418	10	33.19286
121	44	2	0.048	-1.108	44	62.95645
209	52	3	0.081	-0.923	52	80.72086
52	98	4	0.113	-0.780	98	94.51637
44	101	5	0.145	-0.657	101	106.2881
222	121	6	0.177	-0.548	121	116.8461
522	134	7	0.210	-0.446	134	126.616
177	149	8	0.242	-0.350	149	135.8548
172	156	9	0.274	-0.258	156	144.7341
330	165	10	0.306	-0.168	165	153.3774
290	170	11	0.339	-0.079	170	161.8802
170	172	12	0.371	0.008	172	170.3207
156	177	13	0.403	0.096	177	178.7669
10	208	14	0.435	0.185	208	187.2814
278	209	15	0.468	0.275	209	195.9247
287	209	16	0.500	0.367	209	204.7587
209	215	17	0.532	0.461	215	213.8489
215	222	18	0.565	0.559	222	223.2681
356	237	19	0.597	0.661	237	233.0998
382	263	20	0.629	0.769	263	243.4435
208	268	21	0.661	0.883	268	254.4211
294	278	22	0.694	1.005	278	266.1872
268	287	23	0.726	1.138	287	278.9442
165	290	24	0.758	1.284	290	292.9673
263	294	25	0.790	1.447	294	308.6467
552	304	26	0.823	1.633	304	326.5659
98	330	27	0.855	1.853	330	347.6585
304	356	28	0.887	2.122	356	373.5659
149	382	29	0.919	2.476	382	407.6106
237	522	30	0.952	3.004	522	458.3733
134	552	31	0.984	4.119	552	565.6144

**Etude statistique des précipitations moyennes annuelles par La loi de Gumbel
(TIFELFEL)**

Valeur de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique
133	48	1	0.028	-1.276	48	54.36751
109	69	2	0.083	-0.910	69	71.46994
190	80	3	0.139	-0.680	80	82.2203
238	82	4	0.194	-0.493	82	90.94953
209	97	5	0.250	-0.327	97	98.73219
82	104	6	0.306	-0.170	104	106.0366
206	109	7	0.361	-0.018	109	113.131
164	130	8	0.417	0.133	130	120.2033
97	132	9	0.472	0.287	132	127.4103
130	133	10	0.528	0.448	133	134.9055
69	133	11	0.583	0.618	133	142.8619
154	154	12	0.639	0.803	154	151.4974
80	164	13	0.694	1.009	164	161.1172
48	190	14	0.750	1.246	190	172.1913
132	206	15	0.806	1.531	206	185.5302
133	209	16	0.861	1.900	209	202.7584
259	238	17	0.917	2.442	238	228.0526
104	259	18	0.972	3.569	259	280.7341

les pluies journalières maximal annuel (mm)

l'année	station foug el gherza	tifelfel	medina
1947	9,23		
1948	24,85		
1949	15,62		
1950	31,35		
1951	30,67		
1952	28,04		
1953	20,98		
1954	68,4		
1955	18,24		
1956	19,38		
1957	148,2		
1958	24,4		
1959	38,76		
1960	37,05		
1961	19,38		
1962	19,84		
1963	68,4		
1964	25,19		
1965	68,4		
1966	85,5		
1967	30,78		
1968	13,68		33,29
1969	123,8		38,65
1970	102,01		25,88
1971	15,96		61,22
1972	25,99	10,15	108,3
1973	13,76	9,12	28,73
1974	14,02	26,22	41,04
1975	23,37	18,24	40,93
1976	38,3	61,56	68,86
1977	9,69	34,43	82,31
1978	11,4	27,36	37,73
1979	12,54	27,36	57,11
1980	15,4	36,48	66,12
1981	31,01	19,95	49,02
1982	25,08	27,36	76,71
1983	8,89	27,36	28,5
1984	26,22	45,6	48,34
1985	34,2	14,82	82,08
1986	22,8	18,24	28,16
1987	18,24	15,96	30,21
1988	29,98	17,67	66,23
1989	50,16	27,93	46,74
1990	31,35	15,93	53,01
1991	39,9	17,1	41,38
1992	26,22	20,52	44,69
1993	18,24	20,52	31,92
1994	14,25	47,31	27,36
1995	38,76	50,16	58,14
1996	33,63	30,21	51,76
1997	38,19	36,48	49,82
1998	26,79	11,63	37,73
1999			50,96
2000			31,12

source ANRH

Valeur de la vase pour différentes périodes « source ANBT »:

Cote en m	Vase en Hm ³			
	51/67	51/75	51/86	51/2001
170	1	1	1	1
171	1,45	1,45	1,45	1,45
172	2	2	2	2
173	2 ,65	2 ,65	2 ,65	2 ,65
174	3,5	3,5	3,5	3,5
175	3,494	3,494	3,494	3,494
176	4,47	4,47	4,47	4,47
177	4,75	5,5313	5,55	5,55
178	4,8	6,126	6,15	6,15
179	4,85	7,0643	7,00986	7 ,099
180	5,25	7,792	7,9969	7,998
181	5,6	8,237	8,822	8,897
182	5,9739	8,883	10,199	10,195
183	5,824	8,86	10,9982	10,993
184	6,3139	9,4929	12,475	12,49
185	6,36644	9,545	13,454	13,61
186	6,691	9,666	14,4744	15,08
187	6,78	9,8719	14,578	15,97
188	6,88	9,7708	14,98	17,54145
189	6,99	10,2636	15,586	19,42
190	7,077	10,3497	15,7041	20,92
191	7,42	10,6293	16,049	22,3015
192	7,912	10,999	16,493	23,56811
193	8,099	11,4468	16,7	23,66

194	8,2102	11,55	16,70085	25,0323
195	9,7614	12,813	18,262	27,054
196	10,445	13,5087	18,9385	28,05
197	10,95	14 ,0739	19,4887	28,8255
198	11,62	14,8443	20,253	29,7612
198 ,9	11,83	15,0754	20,48	30

Bibliographie

- [1] **INITIATION A L'HYDROLOGIE DE SURFACE COURS.** Par Abdelwaheb SariAhmed .maitre de conférence associé .université de babe ezzouar alger .
- [2] **APPROCHE CARTOGRAPHIQUE DE L'EROSION HYDRIQUE A PARTIR DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EXISTANTS CAS BASSIN ISSER (ALGERIE)** par Houari ZEGGANE 2004 Ecole Nationale Supérieure de l'hydraulique Arbaoui abdellah
- [3] **COURS HYDRAULIQUE FLUVIALE DE DR.FOURAR ALI.** Université de Batna département de l'hydraulique
- [4] **DYNAMIQUE FLUVIALE.** Par jean- Claude LEBRETON .professeur d'hydraulique fluviale à L'école Nationale des Ponts et Chaussées. EYROLLES 1974
- [5] **COLLOQUE SUR L'EROSION DES SOLS ET L'ENVAISEMENT DES BARRAGES** . parrainé par le ministère de l'équipement. ministère de l'agriculture. l'ambassade d'Allemagne alger I.S.G.P 1 -3 -12 -1991
- [6] **METHODES DE CALCUL DE LA SEDIMENTATION DANS LES LACS ET LES RESERVOIRS.**
contribution au programme .hydrologique internationale.phi - ii Projecta.2.6.1 panel stevan bruk, rapporteur1986
- [7] **HYDRAULIQUE FLUVIAL.** WALTER H. GRAF en collaboration avec M. S. ALTINAKAR De l'école polytechnique fédérale de Lausanne.
- [8] **HYDRAULIQUE FLUVIAL.** Par S. LELIAVSKY DUNOD PARIS 1961.
- [9] **MECANIQUE DES FLUIDES APPLIQUEES AUX PROBLEME D'AMENAGEMENT ET D'ENERGETIQUE.** Publié sous la direction de MICHEL HUC EYROLLES 1975.
- [10] **HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE.** M. CARLIER éditions ERROLLES 1986.
- [11] **METHODES DE CALCUL DE LA SEDIMENTATION DANSLES LACS ET LES RESERVOIRS.** Contribution au Programme Hydrologique Internationale PHI - II ProjectA.2.6.1 PanelStevan Bruk, Rapporteu. Janvier 1986

[12] THE HYDRAULICS OF OPEN CHANNEL FLOW: AN INTRODUCTION BASIC PRINCIPLES, SEDIMENT MOTION, HYDRAULIC MODELLING, DESIGN OF HYDRAULIC STRUCTURES
Second Edition.

[13] OPEN CHANNEL HYDRAULICS. A. Osman Akan

[14] OPEN-CHANNEL FLOW. Second Edition M. Hanif Chaudhry

[15] SEDIMENTOLOGIE, GEOMETRIE ET SIGNIFICATION GEODYNAMIQUE DES DEPOTS RESERVOIRS SILICOCLASTIQUES DU TRIAS /RHETIEN DE CHEMERY (Sologne, SW du Bassin de Paris) Youri HAMON Juin 2001

[16] HYDRAULICS OF DAMS AND RIVERS STRUCTURES. Edited by Dr. Farhad azdandoost K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Ipran
Dr. Jalal Attari Power and Water University of Technology Tehran, Iran

[17] FREE-SURFACE HYDRAULICS. author: Townson, John M. publisher: Taylor & Francis Routledge

[18] HYDRAULIQUE FLUVIALE ET AMENAGEMENT DES COURS D'EAU – TRANSPORT DE MATIERE. K. Blanckaert

[19] NOTE DE COURS UNE INTRODUCTION POUR LES INGENIEURS CIVILS ET ENVIRONMENTALISTES. version 1.9 du 10 juin 2008

[20] ANBT BISKRA. données hydrométriques et pluviométriques
débit liquide, débit solide, caractéristiques du bassin versant de OUED LABIOD

[21] EVOLUTION DE LA SEDIMENTATION DANS LES RETENUES DE BARRAGE ET LESOUTIRAGE DES PARTICULES FINES . REMINI BOUALEM Maître de conférences, Université de BLIDA -Algérie Courrier du Savoir – N°02, Juin 2002, pp. 29-34

[22] L'ENVAISEMENT DES BARRAGES QUELQUES EXEMPLES ALGERIENS Par REMINI Boualem Maître de conférences Université de BLIDA Algérie

[23] ESSAI DE MODELISATION DE LA GESTION D'UN BARRAGE EN ZONE ARIDE CAS DU BARRAGE DE FOU M EL GHERZA W. BISKRA

Tebbi F.Z Dridi. H Houichi. L Krimil. F

[24] ENVIRONMENTAL HYDRAULICS OF OPEN CHANNEL FLOWS. Hubert Chanson The University of Queensland, Australia

**[25] Mesure de l'envasement dans les retenues de sept barrages en Tunisie
Estimation des transports solides** A. Ghorbel et J. Claude

**[26] CORRELATION ENTRE LA CONCENTRATION EN MATIERES EN
SUSPENSION ET LE DEBIT LIQUIDE DANS LE BASSIN VERSANT DE OUED
BELLAH (ALGERIE)** Omar Elahcene Boualem Remini *European Journal of Scientific
Research* ISSN 1450-216X Vol.26 No.1 (2009), pp.139-146

[27] RECHERCHES SUR L'ENVASEMENT DES RETENUES EN YUGOSLAVIE
BRANISLAV DJORJEVIC, ING CIV institut des eaux « jaroslav cerni », yougoslavia.

**[28] THESE L'EROSION DES BASSINS VERSANT ALPINS SUISSES PAR
L'EROSION DE SURFACE.** Beyer Portner (1998)

RESUME :

Le phénomène d'envasement est le résultat de deux processus, érosion et transports solides qui se manifestent à l'amont de la retenue et au niveau du bassin versant, pour cette raison la connaissance des caractéristiques de ce dernier deviennent nécessaire avant de procéder à l'étude de la retenue elle même.

Cette étude a été consacré, à juste titre au phénomène d'engrèvement du barrage par les différents apports solides provenant du bassin, l'évaluation des apports dans le barrage a été faite par levé bathymétrique, la méthode de ORTH a été également utilisée pour vérifier ces résultats, un programme en Delphi dénommé CEB a été élaboré pour le calcul de l'engrèvement du barrage.

SUMMARY :

The siltation is the result of two processes, erosion and sediment transport that occur of restraint and watershed level, therefore the knowledge of the characteristics of the latter become necessary before the study of the reservoir itself.

This study has been devoted, just as the phenomenon of silting of the dam by the different sediment yield from the basin, the valuation of contributions in the dam was made by bathymetric, ORTH method was also used to verify these results, a program called Delphi CEB has been developed for calculating the silting of the dam.

ملخص:

التوحد هو نتيجة لعمليتي التآكل ونقل التربة في الحوض التجميعي للسد، وبالتالي فإن معرفة خصائص هذا الأخير أصبح ضروريا قبل الشروع في دراسة السد نفسه.

كرست هذه الدراسة لظاهرة التوحد العائد لمختلف الرواسب الحوض عن طريق التعليق و الجرف ، وقد تم تقييم الرواسب في السد بطريقة أورت ، كانت تستخدم أيضا للتحقق من هذه النتائج ، وقد تم برمجتها بالدلفي تحت اسم CEB لحساب دراسة الترسبات في السد.