

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أوحاج
- البويرة -
معهد التكنولوجيا

Département : Génie de l'eau

Polycopié de cours

Filière : Hydraulique

Spécialité : Génie de l'eau

Niveau : Licence

Maitrise des Crues

Dr. DJAFERKHODJA Hakim

Maitre de conférences Classe B

Année : Octobre 2020

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	I
LISTE DES FIGURES.....	V
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
REMERCIEMENT	VII
AVANT-PROPOS	VIII
INTRODUCTION.....	1
CAPITRE I : GENERALITES SUR LES BARRAGES	2
I.1. Définition	2
I.2. Classification des retenues	2
I.2.1. D’après la durée de régularisation	2
I.2.2. D’après la quantité d’eau retenue, ou degré d’utilisation de l’écoulement.....	2
I.2.6. D’après la CIGB (comité international des grands barrages).....	2
I.2.7. D’après la classification de la CEI (communautés des états indépendants).....	3
I.2.8. D’après les types de matériaux et de construction.....	3
I.2.9. D’après la hauteur	3
I.3. Choix de site de la retenue	3
I.4. Type des barrages	4
I.4.1. Barrages en béton.....	4
I.4.1.1. Barrages poids.....	4
I.4.1.2. Barrages voutes.....	5
I.4.1.3. Barrages à contreforts	5
I.4.2. Barrages en remblai ou matériaux meubles	6
I.4.2.1. Barrages homogène.....	6
I.4.2.2. Barrages à noyau.....	6
I.4.2.3. Barrages à masque amont	7
I.5. Capacité d’une retenue.....	7
I.5.1. Niveau du Volume Mort (NVM)	8
I.5.2. Niveau du Volume Normal de la Retenue (NNR)	8
I.5.3. Niveau du Volume Force Maximum (NFM)	8

I.5.4. Niveau de Crête de la Retenue (NCR)	8
I.6. Courbes caractéristiques d'une retenue	9
I.6.1. Courbes topographiques.....	9
I.6.1.1. Courbe des surfaces submergées $S= f(H)$	9
I.6.1.2. Courbe des volumes d'eau dans le lac $V= f(H)$	9
I.6.1.3. Courbe des volumes de terre de la digue $V_b= f(H)$	10
I.6.1.4. Courbe des profondeurs moyennes $h_m= f(H)$	11
I.6.1.5. Courbe des investissements $\beta= f(H)$	11
I.6.2. Courbes volumétriques	12
CAPITRE II : CALCUL DE LA CAPACITE DE LA RETENUE	13
II.1. Calcul du volume mort	13
II.1.1. Méthode liée à l'érosion spécifique.....	13
II.1.2. Méthode liée a la turbidité	13
II.1.3. Méthode liée à l'envasement	14
II.1.4. Formules de tixeront.....	16
II.2. Calcul du volume utile.....	16
II.2.1. Régularisation saisonnière	16
II.2.1.1. Méthode du bilan d'eau	16
II.2.1.2. Méthode graphique ou courbes sommaires entières.....	26
II.2.2. Régularisation interannuelle	26
II.2.2.1. Méthode analytique de KRISTKY-MENKEL pour une seule valeur du coefficient de régularisation	27
II.2.2.2. Méthode analytique de Kristy – Menkel pour différentes valeur du coefficient de régularisation.....	29
CAPITRE III : ETUDE DES CRUES.....	30
III.1. Méthodes d'estimation des crues	30
III.1.1. Mesures	31
III.1.2. Enquêtes	31
III.1.3. Calculs.....	31
III.2. Quelques Formules empiriques pour la détermination de la crue	31
III.2.1. Formule de MALLET-GAUTHIER.....	31
III.2.2. Formule de SOKOLOVSKY	32
III.2.3. Formule de POSSENTI.....	32
III.2.4. Formule de TERRAZA	32

III.3. Hydrogramme de crue	32
III.4. Propagation des crues	33
III.4.1. Equations générales	33
III.4.1.1. Hypothèses simplificatrices	33
III.4.1.2. Mise en équation	34
III.4.1.3. Modes d'intégrations et méthodes de Flood-Routing	36
III.4.2. Equations ou Méthode de Puls	36
III.4.2.1. Mise en équation	36
III.4.2.2. Intégration graphique	37
III.4.2.3. Résultats pratiques pour quelques cas simples	38
III.4.3. Equations ou Méthode de Muskingum	41
III.4.3.1. Mise en équation	41
III.4.3.2. Mise en œuvre	42
III.4.3.2.1 Choix du pas de temps	42
III.4.3.2.2. Détermination de K et x dans le cas d'un tronçon unique	42
III.5. Laminage des crues	44
III.5.1. Méthode Grapho-analytique HILDENBLAT	45
III.5.2. Méthode de KOTCHERINE	49
III.5.3. Méthode STEP BY STEP	51
III.5.4. Méthode d'EIER-CIECH	53
CAPITRE IV : SECHERESSE	55
IV.1. Définition	55
IV.2. Différents types de sécheresse	55
IV.3. Causes des sécheresses	55
IV.4. Mesures mises en place en cas de sécheresse	56
IV.5. Sécheresses les plus importantes dans le monde	56
IV.6. Conséquences des sécheresses	56
IV.7. Les indicateurs de sécheresse	58
IV.7.1. Indice de l'écart à la moyenne (Em)	58
IV.7.2. Indice de pluviosité (Ip) :	58
IV.7.3. Rapport à la normale des précipitations (RN)	59
IV.7.4. Indice de sévérité de la sécheresse de Palmer	59
IV.7.5. Indice standardisé de précipitation	60
IV.7. 6. Indice d'humidité des cultures	60

IV.7.7. Indice de l'approvisionnement en eau de surface.....	61
BIBLIOGRAPHIE	58

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Barrage Poids (BCR).....	4
Figure I.2. Barrage voute.....	5
Figure I.3. Barrage à contreforts.	5
Figure I.4. Barrages en remblai ou matériaux meubles.....	6
Figure I.5. Barrages en remblai homogène.	6
Figure I.6. Barrages en remblai à noyau.	7
Figure I.7. Barrages en remblai à masque amont.....	7
Figure I.8. Vu en plan et coup en travers de la cuvette.	8
Figure I.9. Vu en plan de la cuvette.	9
Figure I.10. Courbes caractéristiques.	12
Figure I.11. Courbes caractéristiques.	12
Figure II.1. Excès et déficit de débit.....	16
Figure II.2. a.b : première et deuxième consigne d'exploitation.....	21
Figure II.3. Courbe $Z_p = f(n)$	31
Figure III.1. Définition de la crue du coefficient de pointe.....	30
Figure III.2. Schéma représentative de l'Hydrogramme de crue.....	33
Figure III.3. Schéma d'épure de Blackmore.	37
Figure III. 4. Débit sur le déversoir en fonction de temps.	39
Figure III.5. Hydrogramme pointu.....	40
Figure III.6. Débit sur le déversoir en fonction de temps.	40
Figure III.7. Hydrogramme Arrondi.	40
Figure III.8. Schéma explicative de cours d'eau.....	41
Figure III.9. Débit entrants en fonction de coefficient K.	43
Figure III.10. Courbe des débits déversés.	47
Figure III.11. Hydrogrammes de débits entrant et sortant.	49
Figure III.12.a.b. Schématisation de l'hydrogramme des crues.....	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 . Catégories d'ouvrages	3
Tableau I.2. Valeurs indicatives des pentes des talus du Barrage.....	11
Tableau II.1. ϕ en fonction du matériau.....	14
Tableau II.2. Coefficients A, B et C en fonction du type du sol.....	15
Tableau II.3. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes.....	19
Tableau II.4. Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	23
Tableau II.5. Calcul des pertes.....	23
Tableau II.6. Volume utile en tenant compte des pertes.....	25
Tableau II.7. Répartition de l'écoulement et de la consommation.....	27
Tableau II.8. Détermination du nombre d'année de régularisation pour un déficit maximum.....	30
Tableau III.1. Débits enregistrés en deux stations jour par jour.....	43
Tableau III.2. Volume et débits déversant.....	47
Tableau III.3. Laminage des crues dans la retenue.....	48
Tableau IV.1. Valeur de l'indice de palmer et types de sécheresses correspondants.....	59
Tableau IV.2. Valeur de l'indice SPI et types de sécheresses correspondants.....	60

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie le Bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant tout mon cursus universitaire.

Un seul nom sur la première page de ce travail, ne veut pas dire pour autant, travail d'une seule personne. Ce travail est un fruit d'une collaboration, et j'ai le grand plaisir à remercier ici tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce modeste travail.

Je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres d'examinations de ce polycopie qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail ; Mr YAHIAOUI Abd Elhalim Maitre de conférence classe A à l'Université de Bouira et M^{me} ELMEDDAHI Yamina Maitre de conférence classe A à l'Université de Chlef, qui bien voulu juger ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants et tous les personnels de l'Institut de Technologie, Université de Bouira.

Enfin, A tous ceux qui m'ont apporté un sourire, une aide, un regard, une attention.

DJAFER KHODJA Hakim

AVANT-PROPOS

A travers ce document, nous propose une méthodologie de calcule du régularisation, crue et secheresse.

Cette ouvrage regroupe l'essentiel de la maitrise des crues et permet d'aider à mieux cerner et aborder un problème des crues.

Il est destinée aux étudiants de 3^{ème} année Licence professionnel de l'institut de Technologie. Il est aussi permis d'aide aussi bien les universétaire hydraulicien, Génie rurale, Traveaux puplique et voiré reéseaux divers licence ou Master dans leur traveaux de mémoire de fin d'étude.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le travail de notre polycopie et qui s'articule sur une étude d'hydrologique (Régularisation, étude des crues et sécheresse).

Maitriser l'hydrologie de son pays, c'est la maitrise du ses eaux superficielle et la maitriser ses derniers, c'est pouvoir les mobiliser. Une bonne mobilisation entrainera automatiquement une bonne gestion si les utiles d'investigation sont présents.

INTRODUCTION

La source principale en eau pour satisfaire les différentes formes de l'économie hydraulique est l'écoulement de rivière.

L'utilisation de la ressource en eau dans son état nature s'avère difficile et délicate dans la mesure où elle varie beaucoup aussi bien dans l'espace que dans le temps. Ainsi pour satisfaire le consommateur et lui garantir sa demande, il est nécessaire voire obligatoire de régulariser l'écoulement donc de mobiliser les eaux de surface à travers la réalisation des retenues.

Si l'offre est supérieure à demande c'est-à-dire si l'apport excède la consommation, la retenue se vide et une régularisation saisonnière suffit.

Si la consommation dépasse l'apport, il est obligatoire de chercher une forme de régularisation pouvant couvrir le déficit de plusieurs années et ce par une régularisation interannuelle.

Dans cette polycopie nous intéresserons dans la première partie sur une généralité sur les barrages avec les types des barrages et leur caractéristiques morphologiques, dans la deuxième partie une étude de régularisation annuel et interannuelle avec pertes et sans pertes (pertes par évaporations et pertes par infiltrations) et leur calcul, dans la troisième partie une étude de crue en commençant par les méthodes d'estimation des crues, propagation des crues, hydrogramme de crue, et on a passé au laminage des crues et en terminera par une étude de sécheresse ou on verra les différents types de sécheresse, causes et conséquences des sécheresses, et les mesures mises en place en cas de sécheresse.

Enfin, sur la base de cette étude, un bilan hydrique sera établi, pour permettre par la suite de tracer une politique de gestion rationnelle de nos ressources précieuses.

I. Généralités sur les barrages

I.1. Définition

Les retenues ou dite aménagements hydrauliques (Barrages) sont des ouvrages hydrotechniques, pour stockées et préservent l'eau. Ce sont les éléments suivants:

- 1- Digue.
- 2- Lac où cuvette réalisé a l'amont de la digue.
- 3- Evacuateur de surface (frontal, latéral ou puits) pour évacuer en période de crues les eaux excédentaires.
- 4- Prises d'eau pour la consommation (irrigation, AEP, Industrielle).
- 5- Echelle limnométriques pour le lecteur du niveau d'eau.
- 6- Direction de barrage équipée avec un système d'alarme.

I.2. Classification des retenues

On peut classer les retenues selon plusieurs critères :

I.2.1. D'après la durée de régularisation

Il existe :

- Retenue à régularisation journalière.
- Retenue à régularisation hebdomadaire.
- Retenue à régularisation saisonnière ou annuelle, Ceux sont des retenues collinaires utilisées fréquemment en agriculture. Elles sont utilisées pour repartir l'écoulement durant l'année ou une saison de l'année.
- Retenue à régularisation pluri- annuelle. Ce type de régularisation est le plus complet de la régularisation des débits. La répartition de l'écoulement dure sur plusieurs années, pendant les années humides, la retenue se remplit pour satisfaire la demande en périodes sèches, ce type de régularisation demande des retenues volumiques assurant en même temps les régularisations pluriannuelles et saisonnières.

I.2.2. D'après la quantité d'eau retenue, ou degré d'utilisation de l'écoulement

Si une retenue est construite pour satisfaire plusieurs consommateurs, on parle de retenue à utilisation complète. Souvent le cout de l'ouvrage. Si toute l'eau retenue est utilisée, on a une régularisation totale, dans le cas contraire, elle est partielle.

I.2.6. D'après la CIGB (comité international des grands barrages)

Sont considères comme grands barrages :

Tous les barrages dont la hauteur est égale ou supérieure à 15m (hauteur prise a partir des fondations).

Tous les barrages dont la hauteur est compris entre 10 et 15m et qui satisfont les conditions suivantes :

Capacité supérieure ou égale à 1 millions de m³.

Longueur en crête supérieure à 500m.

Débit maximum de l'évacuateur de crues égal ou supérieur à 2000m³/s.

Barrage d'une conception inhabituelle.

Barrage dont les fondations présentent des caractéristiques exceptionnelles.

I.2.7. D'après la classification de la CEI (communautés des états indépendants)

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et de sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

D'après les matériaux de fondation selon le tableau suivant :

Tableau I.1. Catégories d'ouvrages. (H.DJAFER KHODJA, 2009).

Ouvrage	Matériaux de fondation	Hauteur de l'ouvrage et sa catégorie			
		I	II	III	IV
Barrage en Terre	Roches	100	70 - 100	25 - 70	< 25
	Alluvions	>75	35 - 75	15 - 35	< 25
	Sols argileux	>50	25 - 50	15 - 25	< 15
Barrage en Béton	Roches	100	60 - 100	25 - 60	< 25
	Alluvions	>50	25 - 50	10 - 25	< 10
	Sols argileux	>25	20 - 25	10 - 20	< 10

I.2.8. D'après les types de matériaux et de construction

Il y a deux types

1- Barrage en Béton (Barrage voute, Barrage contrefort, Barrage mixte voute contre fort).

2- Barrage en Terre (Barrage en Argile, Barrage Homogène, Barrage Zoné,...).

I.2.9. D'après la hauteur

Barrage haut $50m < H$.

Barrage moyen $15m < H < 50m$.

Petit Barrage $H < 15m$.

I.3. Choix de site de la retenue

Le choix du site d'une retenue dépend de plusieurs conditions qui sont :

- **Conditions sociologiques** : L'implantation d'une retenue modifie de beaucoup des conditions sociologiques de la région (nombre d'habitant, Lavage et nettoyage, agriculture, infrastructure,...) entre dans le choix de la construction ou non de la retenue.

- **Conditions hydrologiques :** l'apport d'eau soit suffisant pour répondre aux besoins du consommateur.
- **Conditions topographiques :** Choisir la section en travers de l'oued la plus étroite possible, représentée sur la carte topographique.
- **Conditions géologique et hydrogéologiques :** pour la détermination de la nature des fondations et les zones d'emprunt.
- **Conditions géotechniques :** Ces conditions relèvent de la résistance des matériaux à la compression et à la traction (comportements sol digue).
- **Conditions économiques :** l'apport cout de réalisation étude technico économiques.

I.4. Type des barrages

I.4.1. Barrages en béton

Ce sont des ouvrages en maçonnerie ou en béton et son propre poids peut assurer la stabilité sous la pression de l'eau. Il est généralement supporté la force créée par la pression d'eau soit par leur propre poids (barrages poids), où en reportant sur les rives par un effet de voute la poussée hydraulique, encore en associant ces deux possibilités (barrage poids-voute). Enfin en reportant sur les efforts sur le sol par l'intermédiaire de contreforts (barrages contreforts).

I.4.1.1. Barrages poids

Ces structures très lourdes résistent à la pression de l'eau par leur poids, elles ont un profil sensiblement triangulaire avec des faces amont verticales et des faces aval inclinées.

Les barrages poids sont souvent utilisés pour des vallées larges ayant des fondations rocheuses et sont très épais.

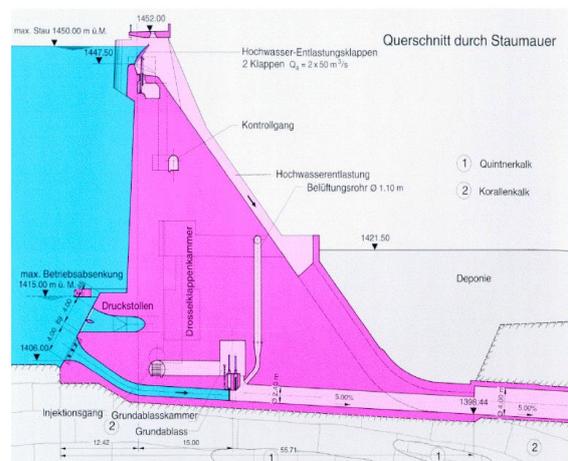


Figure I.1. Barrage Poids (BCR). (Cours LCH LAUSANNE).

I.4.1.2. Barrages voûtes

Ils sont constitués par une coque en béton d'épaisseur variable, plus ou moins encastré le long de ses appuis, la forme la plus simple est celle d'un arc de cylindre vertical.

Ce type de barrage est implanté dans une vallée présentant une zone relativement étroite pour permettre l'arc-boutement de l'ouvrage sur les rives qui doivent être géologiquement très saines. Il résiste en s'appuyant sur les flancs de la vallée pour leur transmettre les efforts provenant de la poussée de l'eau.

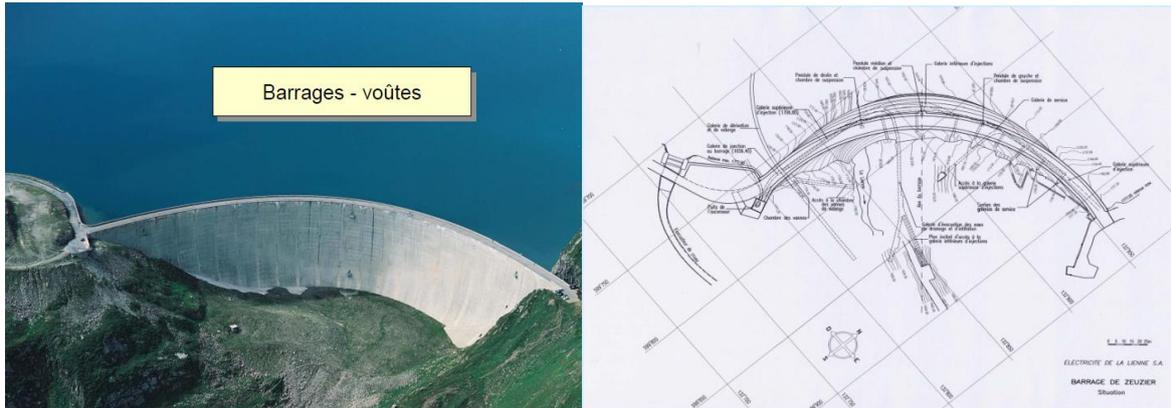


Figure I.2. Barrage voûte. (Cours LCH LAUSANNE).

I.4.1.3. Barrages à contreforts

Les contreforts en béton de forme triangulaire supportent en principe des voûtes de faible portée ou des dalles planes qui transmettent la poussée de l'eau vers le sol. Ces barrages nécessitent moins de béton (20 à 25% de moins) que les barrages poids et n'exigent pas de vallée étroite comme les barrages voûtes. Il est néanmoins nécessaire que le rocher soit de bonne qualité. Dans de telles structures, le parement amont (dalles ou voûtes) doit être incliné de l'ordre de 0.3/1 (rapport de l'horizontale/la verticale) pour profiter de la composante verticale de la poussée de l'eau.

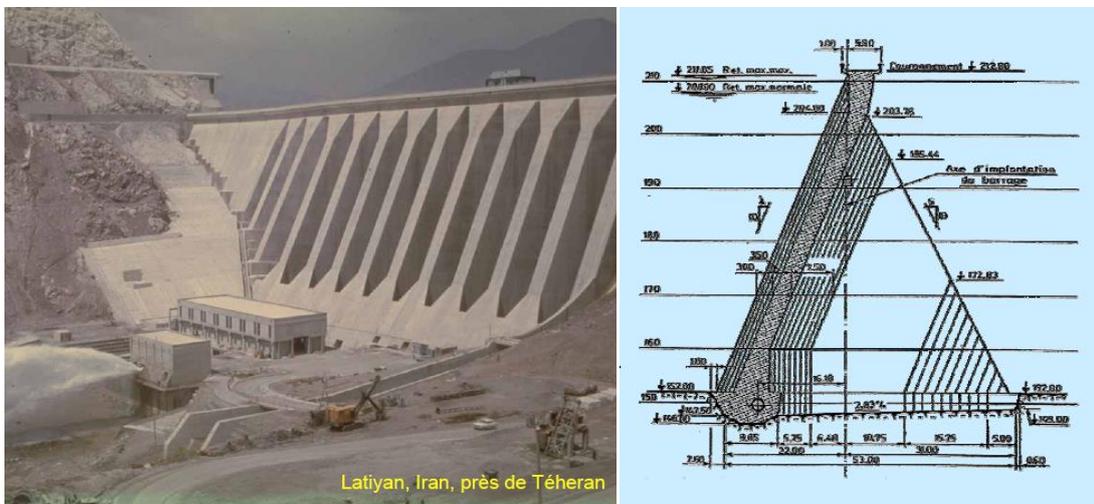


Figure I.3. Barrage à contreforts. (Cours LCH LAUSANNE).

I.4.2. Barrages en remblai ou matériaux meubles

Il s'agit des barrages en terre ou enrochement, ils sont particulièrement adaptés aux sites peu encaissés présentant des qualités de terrain médiocre. Ils sont particulièrement employés pour les barrages de faible hauteur.

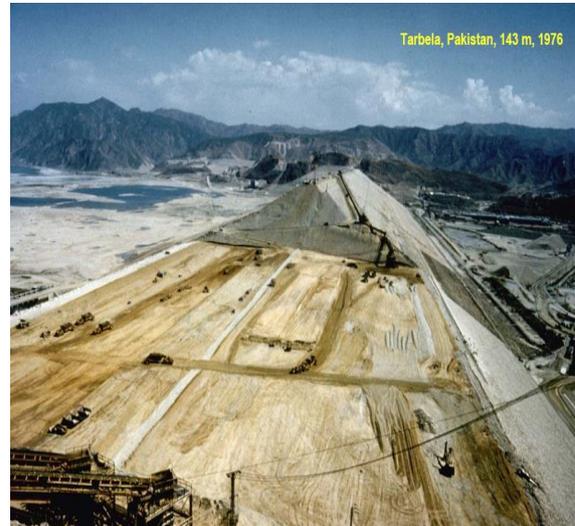
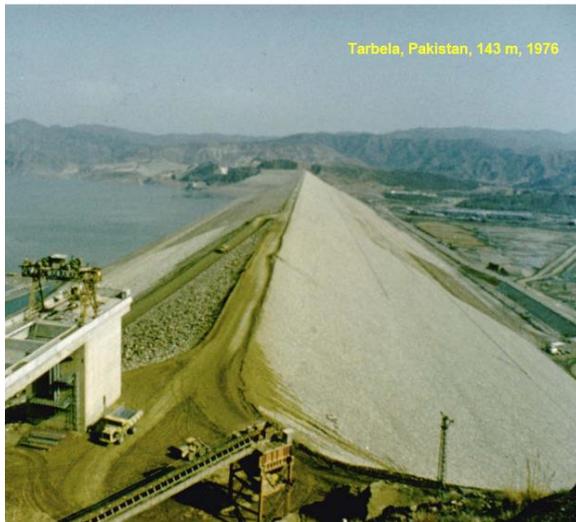


Figure I.4. Barrages en remblai ou matériaux meubles. (Cours LCH LAUSANNE).

I.4.2.1. Barrages homogène

Il est constitué d'un seul matériau suffisamment résistant et imperméable ($k = 10^{-7}$). Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau.

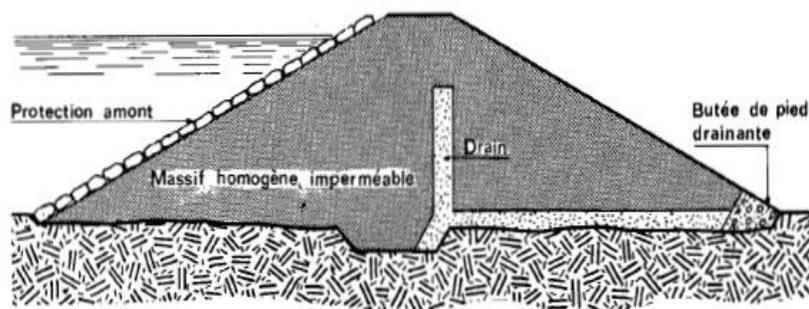


Figure I.5. Barrages en remblai homogène. (R. Rolley, 1974).

I.4.2.2. Barrages à noyau

Il est constitué d'un massif à zones dont chacune est constituée d'un matériau différent. L'étanchéité est assurée par un noyau étanche en matériau argileux au centre ou à l'amont du barrage.

Le noyau est maintenu en place (épaulé) par une ou plusieurs zones en matériaux grossiers relativement perméable qui assureront la stabilité.

Entre les zones il est nécessaire d'interposer des couches filtrantes de transition en cas de discontinuité de granulométrie des matériaux.

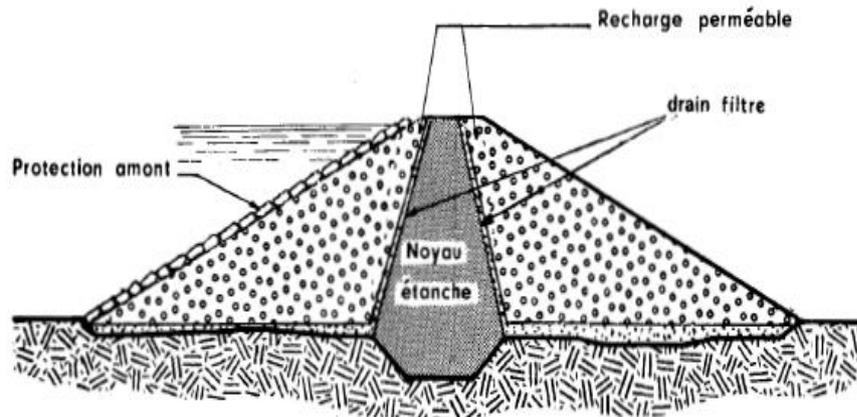


Figure I.6. Barrages en remblai à noyau. (R. Rolley, 1974).

I.4.2.3. Barrages à masque amont

C'est un barrage homogène avec un masque amont qui est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage tel que le béton bitumineux, géotextile...

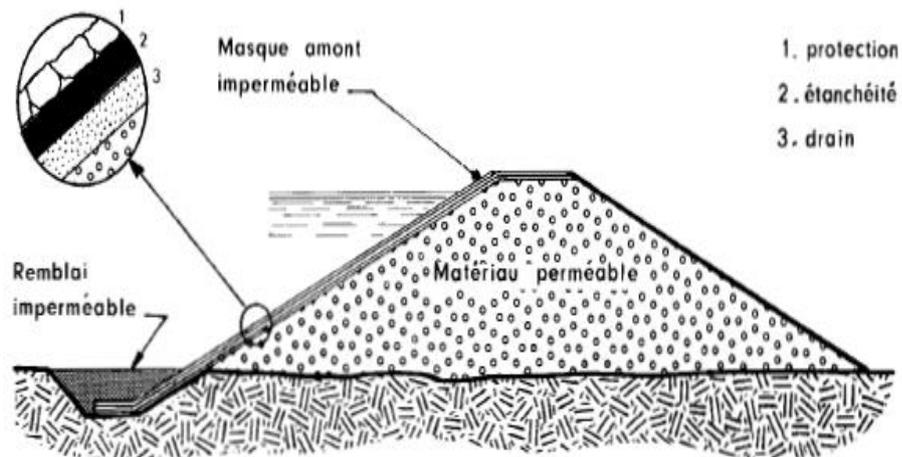


Figure I.7. Barrages en remblai à masque amont. (R. Rolley, 1974).

I.5. Capacité d'une retenue

La détermination de la capacité de la retenue passe par le calcul des différents volumes qui la caractérisent, ses différents niveaux sont déterminés suivant des critères techniques, économiques et d'exploitation bien définis (Figure I.8).

I.5.1. Niveau du Volume Mort (NVM)

C'est le plus bas niveau dans une retenue. Le volume d'eau se trouve entre la côte du NVM et celle de lit d'oued NLR, s'appeler volume Mort.

I.5.2. Niveau du Volume Normal de la Retenue (NNR)

Le volume Normal de la retenue correspond au niveau de la retenue remplie. La capacité à la cote NNR est égale à la somme du volume mort et du volume utile (perte comprises).

I.5.3. Niveau du Volume Force Maximum (NFM)

Ce niveau est observé seulement pendant la période de l'évacuation des crues. Il ne doit jamais être dépassé le volume compris entre le NFM et le NNR s'appelle volume forcer.

I.5.4. Niveau de Crête de la Retenue (NCR)

Ce niveau est déterminé après avoir calculé les différents volumes de la retenue, et ajoute une certaine réserve au-dessus du niveau statique qu'on appelle revanche.

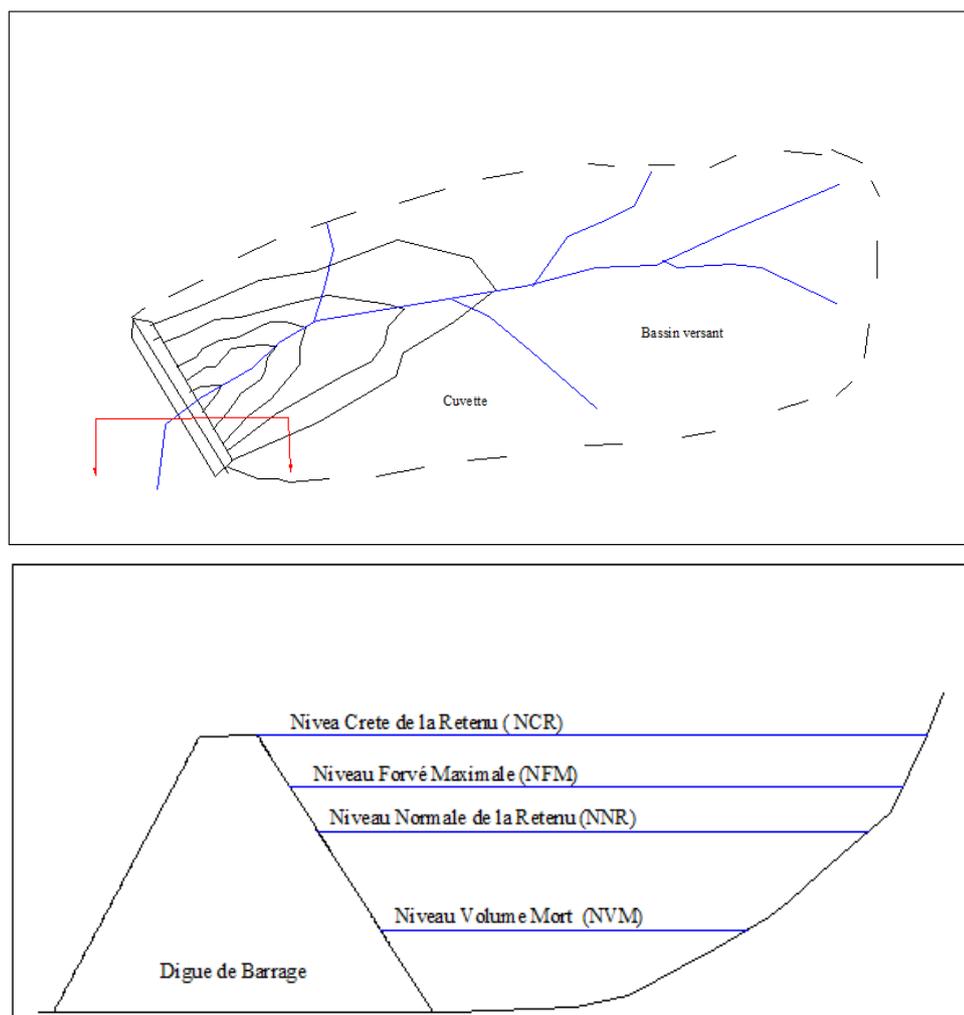


Figure I.8. Vu en plan et coup en travers de la cuvette. (Propre élaboration).

I.6. Courbes caractéristiques d'une retenue

Un barrage établi en travers d'un cours d'eau crée un remous c'est-à-dire une surélévation du plan d'eau au-dessus du niveau naturel. Ce remous s'étend sur une certaine longueur en amont du barrage, au-delà de laquelle le plan d'eau rejoint le niveau naturel. La capacité de la retenue dépend essentiellement de la topographie, et est déterminée par des méthodes simples et ces courbes sont de deux types :

I.6.1. Courbes topographiques

Les courbes topographiques sont au nombre de cinq :

I.6.1.1. Courbe des surfaces submergées $S = f(H)$

Pour le tracé de cette courbe, on dispose d'une carte topographique du site et de la cuvette à l'échelle 1/50000. Pour chaque cote on planimètre la surface correspondante et on la reporte sur un graphe (Figure I.9).

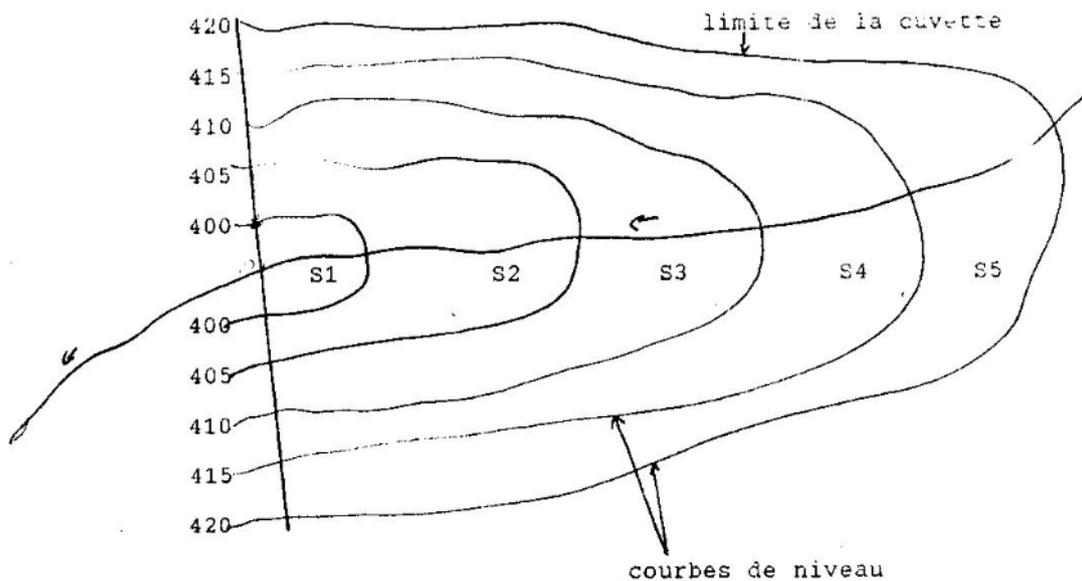


Figure I.9. Vu en plan de la cuvette. (Propre élaboration).

I.6.1.2. Courbe des volumes d'eau dans le lac $V = f(H)$

Pour une différence d'altitude connue, on calcul les différents volumes d'eau dans le lac.

H_1	→	$\Delta V_1 = V_1$	H_1	→	$\Delta V_1 = V_1$
H_2	→	ΔV_2	H_2	→	$V_1 + \Delta V_2 = V_2$
H_3	→	ΔV_3	H_3	→	$V_2 + \Delta V_3 = V_3$
.
H_n	→	ΔV_n	H_n	→	$V_{(n-1)} + \Delta V_n = V_n$

Il existe deux méthodes pour la détermination du volume élémentaire.

1^{ère} méthode :

Le volume élémentaire compris entre 2 courbes de niveau consécutif est : $\Delta V_i = \frac{(S_{i-1} + S_i)}{2} \cdot \Delta H$

ΔH : différence d'altitude entre deux courbes du niveau consécutives H_{i-1} et H_i

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i

S_{i-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i-1}

Le volume initial est égale a : $V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$ ce volume se trouve près du lit de l'oued.

Le volume statique (V) à partir de la courbe de niveau initiale jusqu'à la cote H est la somme des volumes élémentaires V_i

1^{er} volume : $V_1 = \Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$

2^{ème} volume : $V_2 = V_1 + \left(\frac{S_1 + S_2}{2} \right) \cdot \Delta H_2$

3^{ème} volume : $V_3 = V_2 + \left(\frac{S_2 + S_3}{2} \right) \cdot \Delta H_3$

• • •
• • •

n^{ème} volume : $V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \cdot \Delta H_n$

Ce n^{ème} volume est le volume total de la retenue et correspond à la hauteur du barrage.

2^{ème} méthode :

Le volume initial est pris égal au volume d'une pyramide régulière : $V_1 = S_1 \cdot \frac{H_1}{3}$ au fur à mesure que la hauteur augmente, la pyramide devient irrégulière et la formule adoptée est :

$V_2 = V_1 + \Delta V_{2,1}$ Avec : $\Delta V_{2,1} = \frac{H_{2,1}}{3} \cdot (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 \cdot S_2})$

$H_{2,1} = H_2 - H_1$

$V_3 = V_2 + \Delta V_{3,2}$ Avec : $\Delta V_{3,2} = \frac{H_{3,2}}{3} \cdot (S_2 + S_3 + \sqrt{S_2 \cdot S_3})$

$V_n = V_{n-1} + \Delta V_{n, n-1}$ Avec : $\Delta V_{n, n-1} = \frac{H_{n, n-1}}{3} \cdot (S_{n-1} + S_n + \sqrt{S_{n-1} \cdot S_n})$

Une fois $V_1, V_2, V_3, \dots, V_n$ calculés, on trace le graphe $V = f(H)$.

I.6.1.3. Courbe des volumes de terre de la digue $V_b = f(H)$

Pour chaque hauteur donnée, on détermine le volume de terre nécessaire à l'exécution du corps du barrage.

$$\begin{array}{l}
 H_1 \longrightarrow V_{b1} \quad \text{avec } V_{b1} = S_1 \cdot l_{m1} \\
 H_2 \longrightarrow V_{b2} \\
 \cdot \quad \quad \cdot \\
 \cdot \quad \quad \cdot \\
 H_n \longrightarrow V_{bn}
 \end{array}$$

S_i : section transversale du corps du barrage correspond à la crête i .

$$S_i = \frac{m_1 \cdot H_i^2}{2} + \frac{m_2 \cdot H_i^2}{2} + a \cdot H_i \quad \text{Pour une digue de section trapézoïdale}$$

m_1, m_2 : coefficients de talus amont et aval

H_i : hauteur du barrage a la cote i

l_{mi} : longueur moyenne du barrage entre deux hauteurs consécutives.

Les pentes des talus amont et aval (m_1, m_2), sont arbitraires au départ et sont données par la littérature en fonction de la hauteur du barrage (Tableau I.2).

Tableau I.2. Valeurs indicatives des pentes des talus du Barrage. (R Rolley, 1974).

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
$H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

I.6.1.4. Courbe des profondeurs moyennes $h_m = f(H)$

La profondeur moyenne pour chaque côté donné par :

$$h_m = \frac{V_h}{S_h} \quad \text{Ou} \quad h_{m i} = \frac{V_{h i}}{S_{h i}}$$

I.6.1.5. Courbe des investissements $\beta = f(H)$

Cette courbe permet d'estimer la hauteur économique du barrage. Elle est utilisée pour comparer plusieurs variantes de barrage entre elles. $\beta = \frac{\text{volume d'eau}}{\text{volume de terre}}$

La hauteur économique correspond au point de changement de courbure de la courbe $\beta = f(H)$.

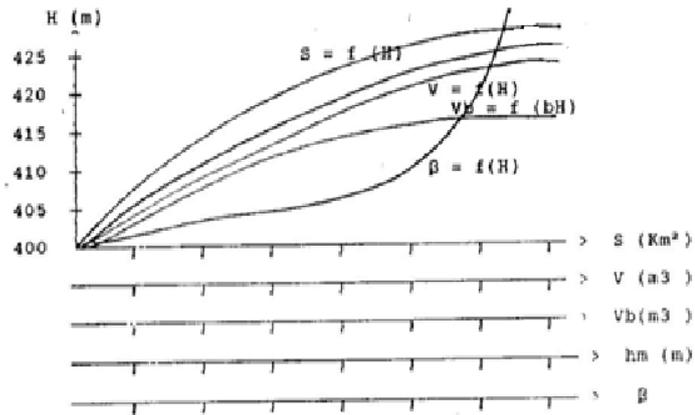


Figure I.10. Courbes caractéristiques. (Propre élaboration).

I.6.2. Courbes volumétriques

Ces courbes sont au nombre de trois :

- Courbes des hauteurs en fonction du volume $H = f(V)$.
- Courbes des surfaces submergées en fonction du volume $S = f(V)$.
- Courbes des profondeurs moyennes en fonction du volume $h_m = f(V)$.

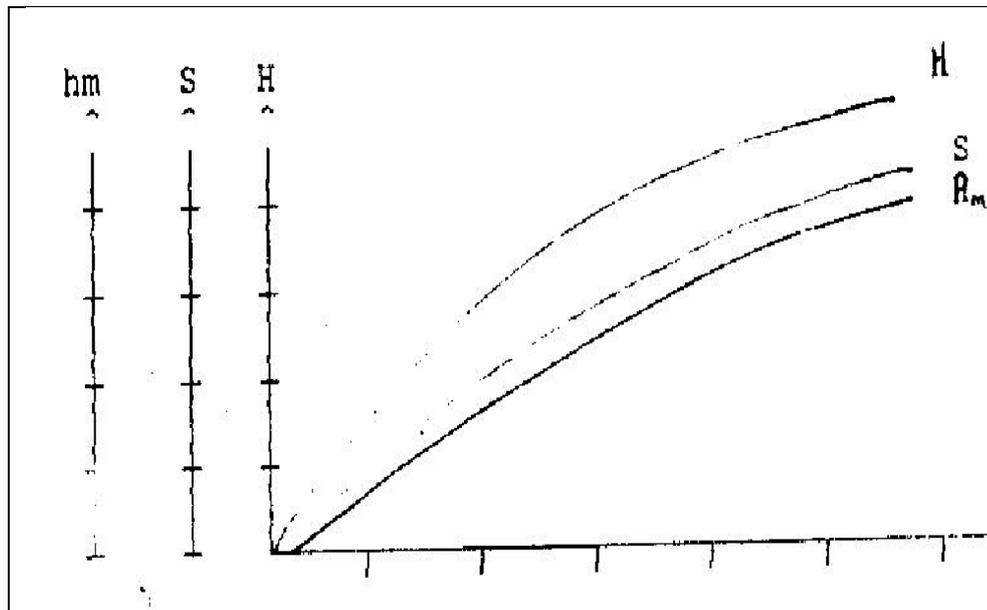


Figure I.11. Courbes caractéristiques. (Propre élaboration).

II. Calcul de la capacité de la retenue

La connaissance de différentes cotes ou niveaux des divers volumes permet de déterminer avec exactitude la hauteur projetée du barrage.

II.1. Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il doit répondre à certaines conditions :

- Accumulation des matériaux solides dans la retenue
- Garantir une certaine dénivelée nécessaire au-dessus de la surface à irrigué.
- Garantir certaines conditions sanitaires nécessaires à la pisciculture.
- Garantir le fonctionnement normal des pompes.
- On commence à calculer le volume mort par la détermination du volume possible de l'envasement durant toute la période d'exploitation de la retenue.
- Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort.

II.1.1. Méthode liée à l'érosion spécifique

Le volume mort est donné par la formule suivante : $V_m = \frac{E_s \cdot S \cdot T \cdot m}{\tau}$

V_m : volume mort (m^3).

E_s : Erosion spécifique (tonne/ $km^2 \cdot an$).

S : surface du bassin versant (km^2).

m : pourcentage d'alluvions restant dans le lac.

τ : Poids volumique de la vase (kg/m^3), souvent il est pris égal à $1kg/m^3$.

L'érosion spécifique est donnée dans l'étude hydrologique. on considère que :

bassin versant à faible érosion, si $E_s = 0 - 3,2 T/Ha \cdot an$

bassin versant à moyenne érosion, si $E_s = 3,2 - 10 T/Ha \cdot an$

bassin versant à forte érosion, si $E_s = 10 - 32 T/Ha \cdot an$

bassin versant à érosion excessive, si $E_s \geq 32 T/Ha \cdot an$

II.1.2. Méthode liée à la turbidité

Le volume mort est calculé comme suit : $V_m = \frac{\sum_{i=1}^n V_i \cdot T \cdot C \cdot m}{\tau_{vase}}$

V_i : Apport moyen annuel ou apport de fréquence 50% en m^3 .

T : temps de fonctionnement de la retenue (an).

C : turbidité moyenne sur une période supérieure (g/l).

τ_{vase} : poids volumique de la vase (kg/m^3).

m : pourcentage d'alluvions restant dans la retenue.

II.1.3. Méthode liée à l'envasement

Pour déterminer le volume mort, il est important de connaître le volume de l'envasement durant son délai de service, c'est-à-dire la quantité de matériaux transportés accumulés dans le barrage durant la vie de ce dernier. Cette quantité se calcule à base de la formule suivante :

$$S = (1 + \beta - \delta) \cdot (1 + e_1) \cdot R$$

Avec :

S : poids total des matériaux déposés dans la retenue pendant une année.

R : la quantité de matériaux en suspension amenés par l'eau pendant une année, on calcule la quantité de matériau en suspension par année par la formule :

$$\bar{R} = \bar{r} \cdot 31,53 \cdot 10^6 = \rho_0 \cdot Q_0 \cdot 31,53 \cdot 10^6$$

Avec : $\bar{r} = \rho_0 \cdot Q_0$

ρ_0 : Turbidité moyenne de l'eau (kg/m³)

Q_0 : Débit moyen interannuel (m³/s)

β : quantité des matériaux en suspension.

β varie selon que l'on ait des rivières de plaine, rivières de montagne.

$\beta = 0,001 - 0,1$ pour les rivières de plaine

$\beta = 0,1 - 1,0$ pour les rivières de montagne.

Une certaine partie des matériaux solides passe en bas de barrage sans se déposer dans la retenue.

On calcule cette quantité par un coefficient δ , avec : $\delta = \varphi (1 - \alpha)$

δ : coefficient qui dépend de la constitution des matériaux solides, il est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.1. φ en fonction du matériau. (B. Touaibia, 1995).

Matériau	φ
Sable	0.1
Alluvions Argileuses	0.2-0.30
Alluvions Argileuses	0.3
Alluvions Argileuses	0.4

α : coefficient qui dépend de la régularisation des débits, $\alpha = \frac{1,30}{Q_0} \cdot q_{net}$

q_{net} : débit utile ou consommation utile (m³/s).

Q_0 : Débit moyen interannuel (m³/s).

1,30 : coefficient tenant compte des pertes par évaporation et par infiltration.

Dans la retenue, il y a aussi des dépôts organiques qui se forment. La quantité de ces dépôts dépend de l'intensité du développement de la végétation fluviale. On prend cette quantité égale à e_1 (en partie de la masse totale de toutes les alluvions de la cuvette).

(e_1) dépend des Conditons hydrogeologiques de la cuvette :

Conditon hydrogeologiques mauvaise ; faible végétation : $e_1 = 0,05 - 0,10$

Conditon hydrogeologiques moyennes ; végétation moyennes : $e_1 = 0,10 - 0,15$

Conditon hydrogeologiques bonnes ; végétation intensives : $e_1 = 0,05 - 0,10$

Conclusion :

Le poids total des materiaux solides déposés dans la retenue pendant une année en tonnes est :

$$S = (1 + \beta - \sigma) \cdot (1 + e_1) \cdot \bar{R}$$

Le volume total des materiaux solides accumulés dans la retenue pendant le delait de service est :

$$W = \frac{S}{\tau} \cdot T = \frac{(1 + \beta - \sigma) \cdot (1 + e_1) \cdot \bar{R} \cdot T}{\tau}$$

S : poids total de materiaux deposes dans la retenue pendant une année

τ : poids apparent des alluvions déposés dans la retenue ; $\tau = \frac{A}{e} + (C \cdot T) + B$

T : délai de service de la retenue

$e = e_1 \cdot 100$: quantité de materiaux organiques en %.

A, B, C : coeficients qui dependent de la nature du sol du bassin versant (Figure II.2).

Tableau II.2. Cofficients A, B et C en fonction du type du sol. (B. Touaibia, 1995).

Sol	A	B	C
Sables	2.30	0.25	0.002
Argile Lourde	2.25	0.35	0.004
Argile légère et Lourde	2.00	0.45	0.007

Remarque :

Pour calculer le volume total de l'envasement, il est nécessaire de prendre en considération la quantité d'alluvion qui se forment pendant la formation des rives de la retenue.

$$\Delta W = (0,05 - 0,10) \cdot W$$

D'où le volume total de l'envasement W_t est :

$$W_t = W + \Delta W = (1,05 - 1,10) \cdot W$$

D'apres les carcteristiques volumétriques et topographiques peut determiner la tranche ou la hauteur morte Hm.

Si $H_m \geq 2,5m$ on prend $W_t = \text{volume mort}$

Si $H_m \leq 2,5m$ on prend comme volume mort le volume correspond a la cote 2,5m

Auterement dit, le volume mort ne doit jamais etre au dessous d'hauteur de 2,5m .

On peut prendre le probleme inverse, c'est-à-dire déterminer le delai de service quand le volume de l'envasement est different du volume mort de service, soit quand $H_m \leq 2,5m$

$$T' = T \cdot \frac{W_m}{W}$$

T' : délai de service.

T : durée de l'envasement.

W : volume d'envasement calculé.

W_m : volume mort trouvé graphiquement.

II.1.4. Formules de tixeront

Le volume est estimé a : $V_m = (1,05 - 1,10) \cdot \frac{Q_s \cdot T}{\tau_s}$

Q_s : débit solide (tonnt/an)

τ_s : poids spécifique ou volumétrique de la vase (tonne/m³)

T : délai de service (an).

$$Q_s = (S_1 \cdot T_1 + S_2 \cdot T_2 + S_3 \cdot T_3) \cdot S$$

S_1, S_2, S_3 : surfaces correspondantes aux différentes perméabilités du bassin versant (km²)

S : surface du bassin versant (km²)

Pour l'Algérie

$T_1 = 0,75 \text{ lr}^{0,15}$ → Bassin versant forte perméabilité

$T_2 = 350 \text{ lr}^{0,15}$ → Bassin versant a perméabilité moyenne

$T_3 = 1400 \text{ lr}^{0,15}$ → Bassin versant a faible perméabilité

Lr : lame ruisselée moyenne interannuelle (mm).

II.2. Calcul du volume utile

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination du volume utile selon le type de régularisation.

II.2.1. Régularisation saisonnière

II.2.1.1. Méthode du bilan d'eau

Dans cette méthode, les graphiques des débits d'écoulement et de la consommation sur le même graphique (Figure II.1).

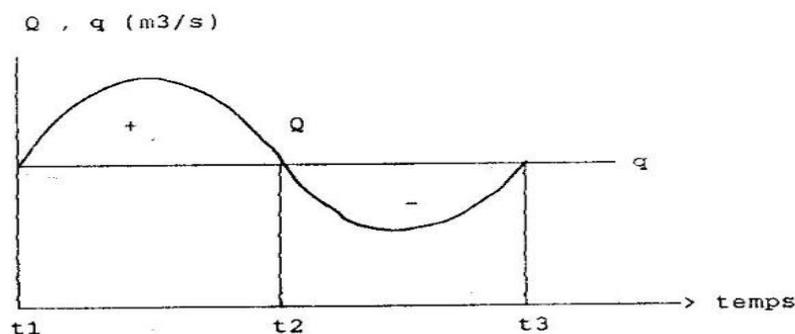


Figure II.1. Excès et déficit de débit. (Propre élaboration).

Durant le temps $[t_1, t_2]$, il y a excès d'eau. L'écoulement dépasse la consommation.

Durant le temps $[t_2, t_3]$, il y a déficit. L'écoulement moindre que la consommation.

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation c'est-à-dire, la cote au niveau normal de la retenue NNR.

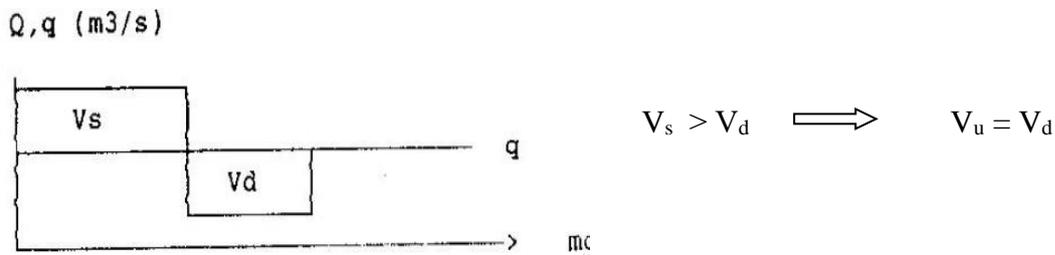
L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement de la retenue.

Le calcul du volume utile nécessite la connaissance du type de fonctionnement de la retenue.

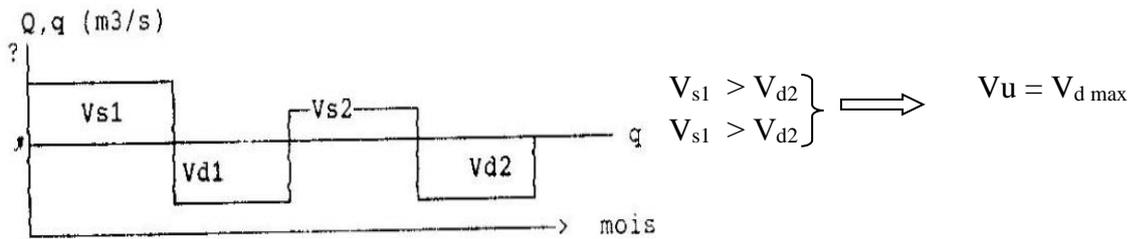
Il existe six type de fonctionnement :

a)- Type de fonctionnement de la retenue

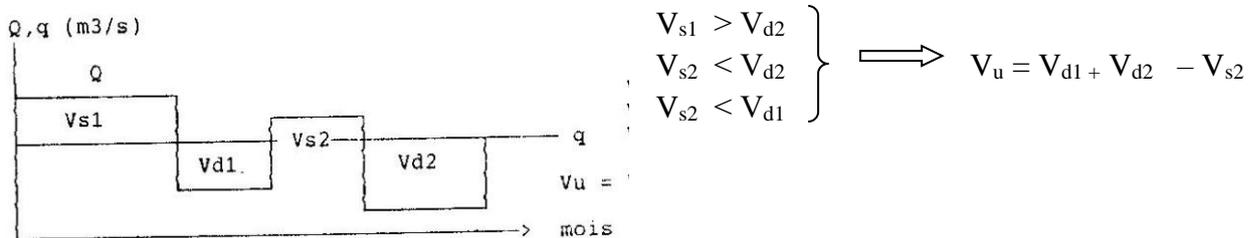
*** Fonctionnement à un temps**



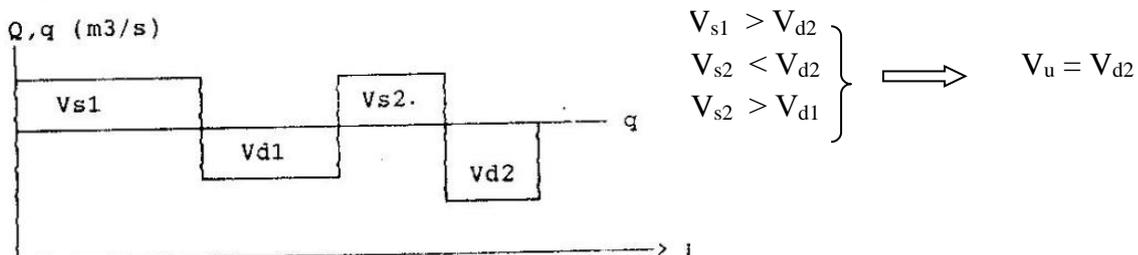
*** Fonctionnement à deux temps indépendants**



*** Fonctionnement à deux temps dépendants**



*** Fonctionnement à deux temps dépendants intermédiaire**



*** Fonctionnement à plusieurs temps indépendants**

Le volume utile est déterminé à l'aide de courbes cumulées entières.

Remarque :

V_s : volume excédentaire compté (+)

V_d : volume déficitaire compté (-)

$V_s = W - U$ avec $W > U$

$V_d = W - U$ avec $W < U$

W : volume de l'écoulement

U : volume de la consommation

La limite supérieure de remplissage est le niveau normal de la retenue NNR.

La limite inférieure pour la consommation est le niveau de volume mort NVM.

Au type de fonctionnement de la retenue, s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

b)- Consigne d'exploitation

*** 1^{ère} consigne d'exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le volume de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du niveau normal de la retenue NNR et du volume mort MVM que l'on ne doit pas dépasser.

*** 2^{ème} consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond, remplir et ensuite restituer au consommateur.

c)- Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes :

Les données de base sont

- L'apport à 80% ($W_{80\%}$) en m^3 .
- La consommation à 80% ($U_{80\%}$) en m^3 .
- Le volume mort pour fixer le NVM.

Pour expliquer convenablement la méthode, en traitons un exemple.

Calculer par la méthode du bilan d'eau, le volume utile de la retenue sans tenir compte des pertes et tracer les consignes d'exploitation du barrage. On donne

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

La répartition mensuelle de la consommation de fréquence 80%.

Le volume mort de la retenue estimer à 30Mm³.

Les résultats de cet exemple sont regroupés dans le tableau II.3.

Tableau II.3. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes.

Mois	A (Mm ³)	U (Mm ³)	A - U (Mm ³)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
				V _i	V _f	S	V _i	V _f	S
Septembre	26,09	19,02	7,07		30		-74,78	30	104,78
				37,07	37,07		-67,71	-67,71	
Octobre	19,89	0	19,89	56,96	52,2	4,76	-47,82	-47,82	
				77,53	52,2	25,33	-22,49	-22,49	
Novembre	25,33	0	25,33	85,87	52,2	33,67	11,18	11,18	
				71,85	52,2	19,65	30,83	30,83	
Décembre	33,67	0	33,67	71,77	52,2	19,57	50,4	50,4	
				50,58	50,58		48,78	48,78	
Janvier	19,65	0	19,65	54	52,2	1,8	52,2	52,2	
				48,05	48,05		48,05	48,05	
Février	19,57	0	19,57	44,59	44,59		44,59	44,59	
				31,82	31,82		31,82	31,82	
Mars	18,5	20,12	-1,62						
Avril	10,12	6,7	3,42						
Mai	8,25	12,4	-4,15						
Juin	20,6	24,06	-3,46						
Juillet	16,3	29,07	-12,77						

Août	20,2	22,02	-1,82						
				30			30	30	

Procédé de calcul :

Détermination de la période a bonne hydraulicité.

Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

Calcul des volumes excédentaires 'Vs' et des volumes déficitaires 'Vd'.

Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile 'Vu'

Détermination du volume a évacuer 'S'.

Dans notre exemple :

$$\begin{array}{l}
 V_{s1} = 125,8Mm^3 \\
 V_{d1} = 1,62Mm^3 \\
 V_{s2} = 3,42Mm^3 \\
 V_{d2} = 25,66Mm^3
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 V_{s1} > V_{d1} \\
 V_{s2} < V_{d2} \\
 V_{s2} < V_{d1}
 \end{array} \right\} \Longrightarrow \begin{array}{l}
 Vu = V_{d1} + V_{d2} - V_{s2} \\
 Vu = 22,2Mm^3
 \end{array}$$

Le niveau du volume mort NVM correspond à 30Mm³.

Le niveau normal de retenue NNR correspond à Vm + Vu = 52,2Mm³.

$$V_{rf} = v_{ri} + (W - u)$$

Avec

V_{rf} : volume de remplissage final.

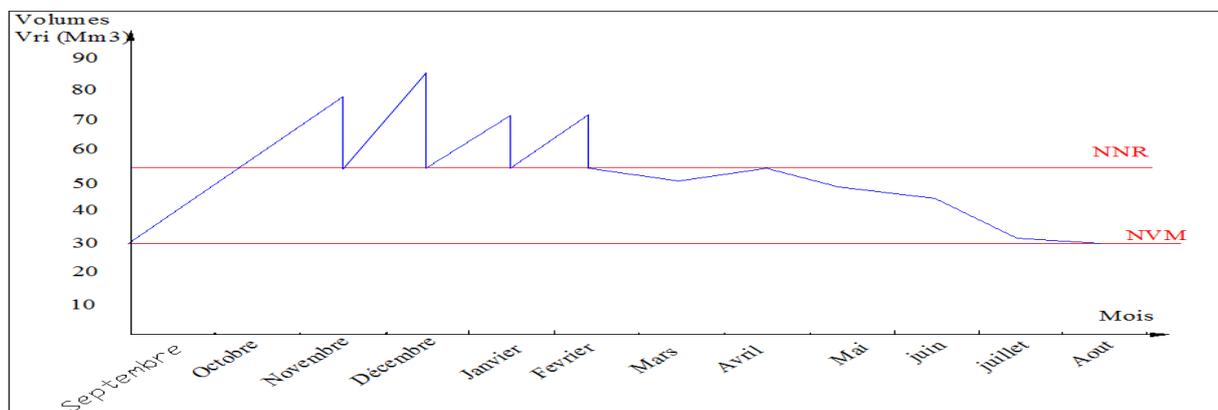
V_{ri} : volume de remplissage initial.

S : volume excédentaire à évacuer.

Remarque : tout le calcul s'effectue par mois.

d)- Graphiques d'exploitation

Les graphique d'exploitation selon la 1ere consigne et la 2eme consigne sont données par les Figures II.2.a & b. conformément a l'exemple traité.



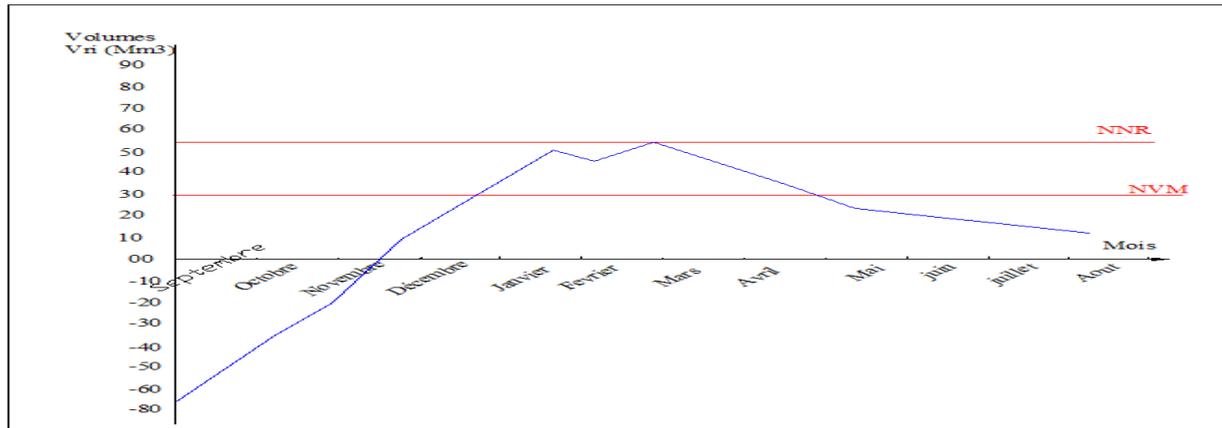


Figure II.2. a.b : Première et deuxième consigne d'exploitation. (Propre élaboration).

e)- Calcul du volume utile en tenant compte des pertes

Les pertes dans une retenue sont de deux sortes :

- pertes par infiltration
- pertes par évaporation

les pertes totales sont pertes par évaporation + pertes par infiltration

1- Pertes par évaporation

Le volume mensuel des pertes par évaporation est

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy}$$

Il existe plusieurs formules pour le calcul des pertes par évaporation.

Retenue peu profondes et peu étendues

Le rôle du volant thermique des eaux profondes est négligeable et on peut considérer que l'évaporation ne dépend que des conditions atmosphériques et sensiblement égale au pouvoir évaporant de l'atmosphère.

- Formule de Lugeon

L'évaporation est donnée par la formule suivante :

$$E = 0,398 \cdot n \cdot (F_e - F_a) \cdot \frac{273 + t}{273} \cdot \frac{760}{B - F_e}$$

E : lame d'eau évaporée pendant le mois de n jours (mm)

F_e : tension saturante de vapeur d'eau (mm Hg) correspondant à la température maximale moyenne mensuelle t.

B : pression barométrique moyenne mensuelle (mm Hg).

t : valeur moyenne mensuelle des maxima journaliers en (°C).

F_a : valeur moyenne de la tension effective de vapeur d'eau (mm Hg) à 2m au-dessus du plan d'eau.

- Formule des services hydraulique d'URSS

L'évaporation est donnée par la formule suivante :

$$E = C \cdot n \cdot (F_e - F_a) \cdot (1 + 0,075 V_2)$$

Avec :

E : évaporation (mm/mois)

n : nombre de jours de mois où il y a évaporation.

F_e : tension de vapeur saturante (mm bars) correspondant à la température moyenne de l'eau en surface.

F_a : valeur moyenne de la tension effective de vapeur d'eau (mm bars) dans l'air à 2m au-dessus du plan d'eau.

V₂ : vitesse du vent (m/s) à 2m au-dessus du plan d'eau.

C : coefficient empirique dont la valeur est de :

0,15 pour des bacs d'évaporation de surface comprise entre 20 et 100m²

0,13 pour les grandes réservoirs saisonniers.

- Retenue profondes et étendues

Le volume évaporé mensuellement est de $V_e = E_s \cdot S_{moy}$

E_s : évaporation de la surface du plan d'eau (mm), est une donnée climatique.

S_{moy} : surface d'eau moyenne pour le plan considéré. Cette surface est déterminée sur les courbes topographiques, on calcule V_{moy} et on cherche S_{moy} correspondant sur la courbe S = f(V).

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{rf}}{2}$$

Dans le cas où E_s est connue, on peut la corriger par la formule de MOKLIAK pour la retenue.

La lame d'eau évaporée mensuellement est :

- Formule de MOKLIAK

$$E_c = K_{100-P\%} \cdot \overline{E_{mens}} - P\% \overline{P_{mens}} \cdot (1 - ac)$$

E_c : évaporation calculée après correction.

$$\overline{E_{mens}} = E \cdot C$$

Avec :

C : coefficient de correction

E : évaporation du bassin versant

K_{100-P%} : Coefficient de débit pour une probabilité P%.

Dans le cas de la Pearson III par exemple : $K_{P\%} = F_{P\%} \cdot C_v + 1$

P_{mens} : précipitation mensuelle interannuelle

ac : coefficient de l'écoulement variable selon les mois.

Et le volume évaporé mensuellement serait :

$$V_{E\text{ mens}} = E_{cmens} \cdot S_{moy}$$

S_{moy} étant la surface d'eau correspondant au volume moyenne est déterminée sur la courbes des surfaces submergées et courbe des volumes d'eau dans la retenue.

2- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est :

$$V_{inf.mens} = \frac{\delta \cdot V_m}{100}$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologique de la cuvette. Les valeurs de coefficient sont données dans le Tableau ci-après :

Tableau II.4. Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques. (G. Degoutte, 2002).

Conditions Hydrogéologique	Hauteur d'infiltration pendant l'année	pourcentage du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 – 50	5 – 10	0,5 – 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 – 100	10 – 20	1 – 1,5
Sol à forte perméabilité	100 – 200	20 - 40	1,5 – 3,0

Le volume utile est déterminé après avoir cherché de nouveau volumes excédentaires 'Vs' ; les volumes déficitaires 'Vd' et le type de fonctionnement de la retenue qui en principe resté inchangé.

La valeur des pertes est considérée dans le calcul comme étant une consommation en plus.

Consommation + pertes totales = Consommation totales

$$U + II = U'$$

Pour retrouver les différents V_s et V_d , il faut reprendre le calcul normalement comme dans le Tableau II.3.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.5. Calcul des pertes.

Mois	V_{moy}	S_{moy}	E_s	$V_{\text{évap}}$	V_{inf}	$\Pi = V_{\text{évap}} + V_{\text{inf}}$
Septembre						
Octobre						
.						

Aout						
------	--	--	--	--	--	--

Le calcul du volume utile en tenant compte des pertes est représenté dans le tableau II.6.

Mois	A (Mm ³)	U (Mm ³)	II (Mm ³)	A - U - II (Mm ³)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
					V _i	V _f	S	V _i	V _f	S
Septembre	26,09	19,02	1,9	5,17		30		-45,78	30	75,78
Octobre	19,89	0	4,1	15,79	35,17	35,17		-40,61	-40,61	
Novembre	25,33	0	5,3	20,03	50,96	50,96	0	-24,82	-24,82	
Décembre	33,67	0	5,4	28,27	70,99	56,1	14,89	-4,79	-4,79	
Janvier	19,65	0	4,2	15,45	84,37	56,1	28,27	23,48	23,48	
Février	19,57	0	2,4	17,17	71,55	56,1	15,45	38,93	38,93	
Mars	18,5	20,12	1,5	-3,12	73,27	56,1	17,17	56,1	56,1	

					52,98	52,98		52,98	52,98
Avril	10,12	6,7	1,2	2,22					
					55,2	55,2		55,2	55,2
Mai	8,25	12,4	1	-5,15					
					50,05	50,05		50,05	50,05
Juin	20,6	24,06	0,8	-4,26					
					45,79	45,79		45,79	45,79
Juillet	16,3	29,07	0,7	-13,47					
					32,32	32,32		32,32	32,32
Août	20,2	22,02	0,5	-2,32					
					30		75,78	30	30

Tableau II.6. Volume utile en tenant compte des pertes.

Le volume utile est donc :

$$\left. \begin{array}{l} V'_{s1} = 101,88 \text{ Mm}^3 \\ V'_{d1} = 3,12 \text{ Mm}^3 \\ V'_{s2} = 2,22 \text{ Mm}^3 \\ V'_{d2} = 25,2 \text{ Mm}^3 \end{array} \right\} \begin{array}{l} V'_{s1} > V'_{d1} \\ V'_{s2} < V'_{d2} \\ V'_{s2} < V'_{d1} \end{array} \implies \begin{array}{l} V'u = V'_{d1} + V'_{d2} - V'_{s2} \\ V'u = 26,1 \text{ Mm}^3 \end{array}$$

Les graphiques d'exploitation sont tracés de la même manière que ceux du volume utile sans tenir compte des pertes.

Après avoir calculés V_u et $V'u$, il faut vérifier la différence qui existe entre eux.

Cette différence 'E' n'est qu'une erreur relative que l'on ne doit pas dépasser.

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 < (1 - 2) \%$$

Si 'E' est supérieur à (1 - 2) %, il faut faire des approximations successives du volumes moyen jusqu'à stabilisation de ces pertes.

Dans la 2^{ème} approximation, si 'E' n'est pas vérifiée, le 'V_{ri}' de la 1^{ère} approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen V_m^2 .

$$V_m^2 = \frac{V_{ri1} + V_{ri2}}{2} \text{ et refaire le calcul comme pour la 1}^{\text{ère}} \text{ approximation jusqu'à obtenir}$$

$$E < (1 - 2) \%$$

Remarque : tous les volumes sont exprimés en (Mm³).

II.2.1.2. Méthode graphique ou courbes sommaires entières

Cette méthode consiste à déterminer graphiquement le volume utile, pour ce la, il faut disposer de la répartition mensuelle de l'apport fréquentiel et de la consommation.

***procédé :**

Détermination de la période a bonne hydraulicité.

Tracé des courbes $W = f(T)$ et $U = f(T)$, respectivement et sur le même graphe les courbes de l'apport et de la consommation cumulées.

Détermination des périodes excédentaires en eau et des périodes déficitaires par le calcul des tangentes aux différents segments de droite des deux courbes $W = f(T)$ et $U = f(T)$ et comparer les tangentes entre elles.

Si $\text{tg}(\alpha) > \text{tg}(\beta) \longrightarrow$ on a un excédent d'eau.

$\text{tg}(\alpha) < \text{tg}(\beta) \longrightarrow$ on a un déficit d'eau.

Détermination des volumes excédentaires et déficitaires V_s et V_d .

Détermination du type de fonctionnement de la retenue, donc du volume utile. Ce dernier est représenté par la verticale entre la tangente supérieure et la tangente inférieure, qui peut être vérifiée par le calcul.

Pour la 1ere consigne d'exploitation, on reporte le volume utile sur le graphe $W = f(T)$ et

$U = f(T)$ et on trace le graphique d'exploitation. Le point A sur le graphe est l'intersection de la tangente de V_u avec V_s comme le montre la figure 10.

Pour la 2eme consigne d'exploitation, on prolonge la tangente inférieure du point E jusqu'à son intersection avec la courbe $W = f(T)$. Le point d'intersection K permet de trouver le temps d'évacuation à vide. Pour une meilleure compréhension voir l'exemple traité.

II.2.2. Régularisation interannuelle

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport. On accumule l'eau durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches. Le cycle de remplissage et de restitution peut durer plusieurs années. Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi annuellement que sur plusieurs années.

Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle. Ces méthodes peuvent être basées sur :

Existence de données hydrométriques (série longues $n > 30$ ans).

Non existence des données ou existence de séries courtes.

II.2.2.1. Méthode analytique de KRISTKY-MENKEL pour une seule valeur du coefficient de régularisation

Le volume utile du coefficient dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_u = (\beta_s + \beta_{pa}) \cdot W_0$$

W_0 : apport moyen interannuelle

β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluriannuelle e du volume utile.

La composante annuelle β_s est égale :

$$\beta_s = \alpha (T_{et} - W_{et}) \quad \text{Quand} \quad k_{pet} = k_{pa}$$

$T_{et} = \frac{N_{et}}{12}$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

N_{et} : nombre de mois pour lequel il y a étiage.

Exemple : application de la méthode graphique pour détermination du volume utile.

Soit la répartition mensuelle de l'apport et de consommation représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Répartition de l'écoulement et de la consommation

Mois	W80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	W _{Cumulé}	U _{Cumulé}
Mars	2	1	2	1
Avril	9	1	11	2
Mai	0,25	1	11,25	3
Juin	0,25	1	11,5	4
Juillet	0,25	1	11,75	5
Août	0,25	1	12	6
Septembre	2	1	14	7
Octobre	2	1	16	8
Novembre	0,25	1	16,25	9
Décembre	0,25	1	16,5	10
Janvier	0,25	1	16,75	11
Février	0,25	1	17	12

Les volumes ' V_s ' et ' V_d ' sont déterminés graphiquement et sont :

Dans notre exemple :

$$\left. \begin{array}{l} V_{s1} = 9 \text{ Mm}^3 \\ V_{d1} = 3 \text{ Mm}^3 \\ V_{s2} = 2 \text{ Mm}^3 \end{array} \right\} \begin{array}{l} V_{s1} > V_{d1} \\ V_{s2} < V_{d2} \end{array} \implies \text{Fonctionnement a deux temps dépendant}$$

$$V_{d2} = 3 \text{ Mm}^3$$

$$V_{s2} < V_{d1}$$

$$V_u = V_{d1} + V_{d2} - V_{s2}$$

Cette méthode graphique est complétée par les graphiques d'exploitation selon la 1^{ère} et 2^{ème} consigne d'exploitation (Figure II. 2. a & b).

Remarque sur l'exemple traité :

Les périodes de remplissage sont :

V_{s1} \longrightarrow Mars-Avril.

V_{s2} \longrightarrow September – October.

Les périodes de déficit sont :

V_{d1} \longrightarrow Mai - juin – juillet – aout.

V_{d2} \longrightarrow November – Décembre – Janvier – Fevrier.

Pour la 1^{ère} consigne d'exploitation, l'évacuation se fera pendant le mois d'Avril.

Pour la 2^{ème} consigne, l'évacuation à vide se fera pendant le mois de Mars et une partie du mois d'Avril.

$$W_{2T} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{\text{ét}}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{Volume relative de l'écoulement au cours de l'année.}$$

W_m : Apport pendant la période d'été.

W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$a = \frac{q}{Q_0}$$

La composante pluri annuelle est :

$$\beta_{pa} = \max D = (a - K_p^n) \cdot n = \max (a - \frac{F_p \cdot C_v}{\sqrt{n}} + 1) \cdot n$$

K_p^n : Coefficient de débit pour (1, 2, 3, 4,, n) années de régularisation.

n : période de régularisation

Procédé :

On donne des valeurs à n et on calcule β_{pa} .

$$n = 1 \longrightarrow \beta_{pa} = \max (a - \frac{F_p \cdot C_v}{\sqrt{1}} + 1) \cdot 1 = \beta_{pa1}$$

$$n = 2 \longrightarrow \beta_{pa} = \max (a - \frac{F_p \cdot C_v}{\sqrt{2}} + 1) \cdot 2 = \beta_{pa2}$$

$$n = 3 \longrightarrow \beta_{pa} = \max (a - \frac{F_p \cdot C_v}{\sqrt{3}} + 1) \cdot 3 = \beta_{pa3}$$

$$\cdot \longrightarrow \cdot \quad \cdot$$

$$\cdot \longrightarrow \cdot \quad \cdot$$

$$n = i \longrightarrow \beta_{pa} = \max (a - \frac{F_p \cdot C_v}{\sqrt{i}} + 1) \cdot i = \beta_{pai}$$

β_{pa} Retenue correspond à la valeur maximale trouvée en faisant varier 'n'. et on retiendra la valeur de 'n' correspondante pour faire la régularisation.

Après avoir calculé β_s et β_{pa} , on détermine le volume utile

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \cdot W_0$$

Dans le cas où cette méthode ne réussit pas (V_{upa} étant trop faible), on peut utiliser la méthode de Pléchkov – Svanidzé.

II.2.2.2. Méthode analytique de Kristy – Menkel pour différentes valeurs du coefficient de régularisation

Cette méthode est basée sur les caractéristiques statistiques d'un échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit de 'n' sèches.

Comme données de départ, il faut disposer d'une série de débit moyen annuel exprimé en coefficient de débit 'Ki' avec $K_i = \frac{Q_i}{Q_0}$ et d'un rendement constant ou débit régularisé constant ($a = Cte$).

Le déficit d'écoulement est exprimée par : $Z_i = a - K_i$

Si : $a < K_i$ \longrightarrow Excédent d'écoulement.

Si : $a > K_i$ \longrightarrow Déficit d'écoulement.

Pour garantir la demande, on doit calculer Z_i pour une probabilité $P\%$.

Donc : $Z_{P\%} = a - K_{P\%}$

$K_{P\%}$: est déterminé sur la table de Ribkine – Foster selon une longue donnée.

Pour une année $\longrightarrow K_i = \frac{Q_i}{Q_0} = K_1, K_2, K_3, \dots, K_n$

Pour 2 années successives $\longrightarrow K_1^2 = \frac{K_1 + K_2}{2}$

$$K_2^2 = \frac{K_2 + K_3}{2}$$

$$K_3^2 = \frac{K_3 + K_4}{2}$$

$$K_{n-1}^2 = \frac{K_{n-1} + K_n}{2}$$

Pour 3 années successives $\longrightarrow K_1^3 = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{3}$

$$K_2^3 = \frac{K_2 + K_3 + K_4}{3}$$

$$K_3^3 = \frac{K_3 + K_4 + K_5}{3}$$

$$K_{n-2}^3 = \frac{K_{n-2} + K_{n-1} + K_n}{3}$$

Pour n années successives $\longrightarrow K_1^n = \frac{K_1 + K_2 + \dots + K_n}{n}$

Ainsi, on va former plusieurs séries pour les quelles, on calculera les coefficients C_v et C_s .

Pour simplifier ce calcul, Kristkly – Menkel ont proposé une formule :

$$n = 1 \text{ année} \longrightarrow C_v^1 \text{ et } C_s^1$$

$$n = 1 \text{ année} \longrightarrow C_v^2 \text{ et } C_s^2$$

$$n = 1 \text{ année} \longrightarrow C_v^3 \text{ et } C_s^3$$

.

.

$$n = n \text{ année} \longrightarrow C_v^n \text{ et } C_s^n$$

$$C_v^n = \frac{C_v^1}{\sqrt[n]{n}} \quad \text{et} \quad C_s^n = \frac{C_s^1}{\sqrt[n]{n}}$$

Pour couvrir le déficit Z pour n années de sécheresse consécutives, on calcule ' β_{int} ' c'est le coefficient de la capacité interannuelle de la retenue :

$$\beta_{int} = \max Z_{P\%} = \max[(a - K_{P\%}) \cdot n]$$

C'est à dire prendre le maximum de $[(a - K_{P\%}) \cdot n]$ pour n années successives correspondantes.

On peut regrouper les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.8. Détermination du nombre d'année de régularisation pour un déficit maximum.

n	$\sqrt[n]{n}$	C_v	C_s	$K_{P\%}$	$Z_p = [a - K_{P\%}] \cdot n$		
					1	2	3
1							
2							
3							
n							

La valeur maximale de Z_p pour les différentes 'a' correspond β_{int} .

A partir du tableau II.8, on trace la courbe $Z_p = f(n)$ pour différentes valeurs de coefficient de régularisation 'a' (Figure II.3).

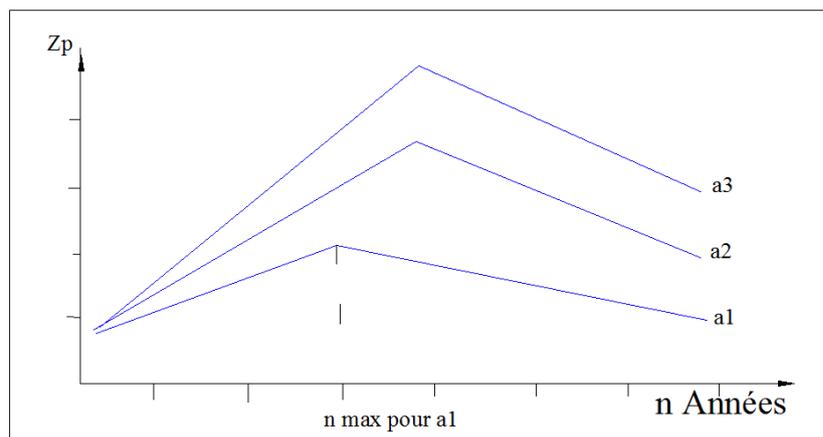


Figure II.3. Courbe $Z_p = f(n)$.

Pour un coefficient de régularisation donné, β_{int} est retrouvé avec le nombre d'années de régularisation de la retenue.

La capacité interannuelle est $V_{int} = \beta_{int} \cdot W_0$ Avec W_0 : apport moyen interannuelle

La capacité dans le cas d'une régularisation interannuelle est :

$$V_{upa} = V_{u.int} + V_{u.sais}$$
$$V_{upa} = (\beta_{u.int} + \beta_{u.sais}) \cdot W_0$$

III. Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Est pour but de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- Le temps de base.
- 4- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, en raison du manque d'observation, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

La crue s'identifie et se déterminer lorsque le débit (ou la hauteur d'eau) au droit d'une ou de plusieurs sections spécifiques de la rivière dépasse un seuil (75%, 80%, 90%,.....).

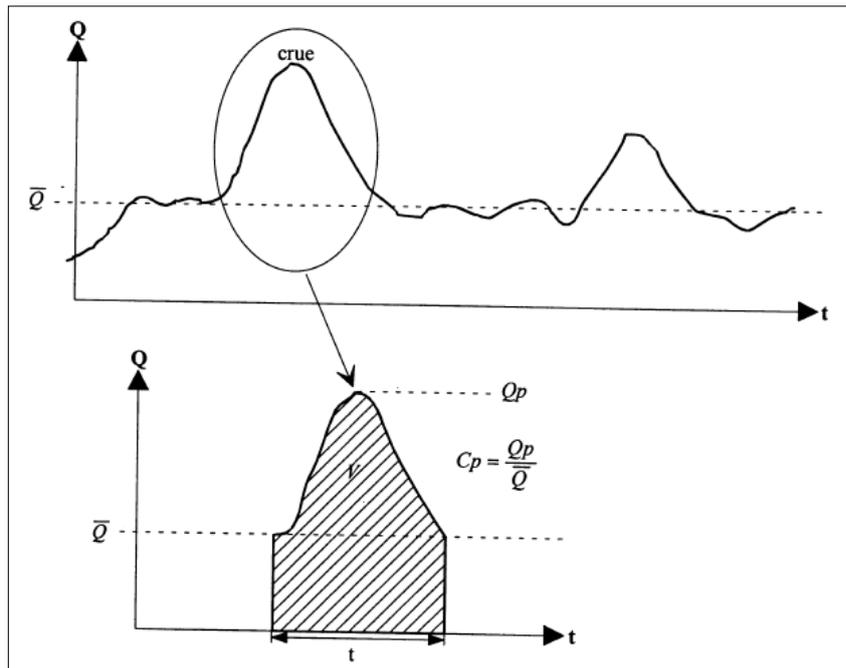


Figure III.1. Définition de la crue du coefficient de pointe. (R. Drobot et JP. Carbonnel, 1998).

III.1. Méthodes d'estimation des crues

En général l'estimation des crues se base à trois d'appréciations issus (Mesure, enquêtes et calculs). Elle dépend également d'autre critères, telle la fréquence d'apparition ou le temps de

retour. Ces notions méritent d'être bien comprises avant tout calcul ou applications de méthodes exposées ci après.

III.1.1. Mesures

Elles peuvent être de différents types :

- Mesures standard de hauteur d'eau ou de débit durant la crue.
- Mesures de délaissés (traces) de la crue dans l'environnement après la crue (hauteur des herbes couchées, de l'érosion sur les berges, de traces des conséquences du passage de l'eau sur des cultures, des arabes, des bâtiments,.....etc.).

III.1.2. Enquêtes

Elles peuvent se situer à deux niveaux

- Immédiatement après une crue spécifique au après des personnes qui ont vécu l'événement.
- En archive ou par le biais d'autres enquêtes personnelles, pour retrouver des informations historiques sur le comportement des crues dans une région ou pour une rivière donnée.

III.1.3. Calculs

Les méthodes de calcul utilisées sont réparties comme suit et dépendent principalement des données disponibles dans la zone où vous souhaitez les appliquer.

- 1- pas ou peu de données disponibles : application des méthodes analogiques, régionales, empiriques ou pseudo-empirique.
- 2- données concomitantes de pluies et de débits (au même pas de temps).application des méthodes déterministes.
- 3- données existantes et en suffisance de pluies ou de débits : application des méthodes statistiques qui peuvent être couplées aux méthodes déterministes.

III.2. Quelques Formules empiriques pour la détermination de la crue

III.2.1. Formule de MALLET-GAUTHIER

On a:
$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal.

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$

T : Période de retour (an).

III.2.2. Formule de SOKOLOVSKY

$$\text{On a : } Q_{\max\%} = \frac{0.28(Ptc - H_0)\alpha FS}{T_m}$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en (mm).

$T_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3.\gamma)$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14\text{mm}$.

Pour $50 \text{ Km}^2 < S$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée;

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}}.$$

III.2.3. Formule de POSSENTI

$$\text{On a : } Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max} j\% * S}{L_p}$$

$P_{\max\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre (700 – 800).

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km).

III.2.4. Formule de TERRAZA

$$\text{On a : } Q_{\max\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6}$$

S : Superficie du bassin versant (km^2).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_t : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

III.3. Hydrogramme de crue

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue telles que:

- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'Hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

- **Pour le temps de montée:** $Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

- **Pour la décrue:** $Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 - 4) , celui-ci est en fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

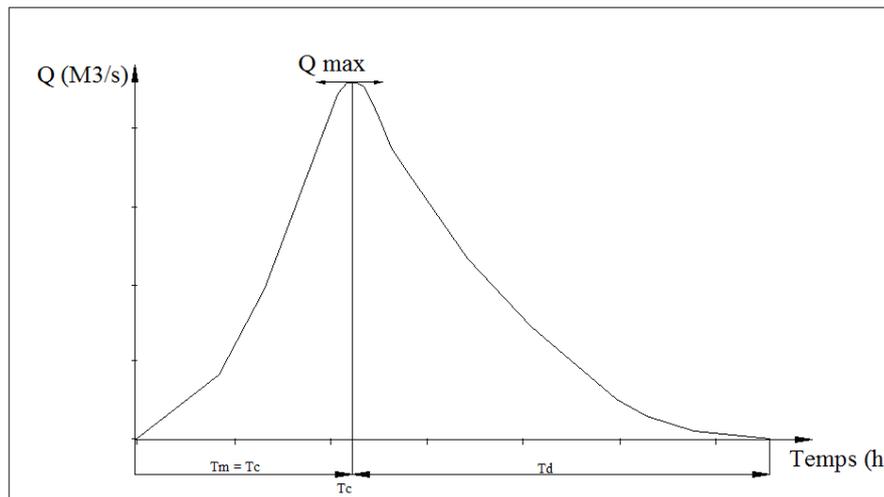


Figure III.2. Schéma représentative de l'Hydrogramme de crue. (Propre élaboration).

III.4. Propagation des crues

III.4.1. Equations générales

Comme la plupart des problèmes d'ingénierie, l'étude du mouvement transitoire dans les cours d'eau naturels est trop compliquée, mais grâce à des hypothèses simplifiées, nous pouvons arriver à un modèle simple qui se produit essentiellement dans la réalité.

Cette simplification est justifiable si on prend soin, dans l'utilisation des résultats, de tenir compte de l'imperfection du modèle par un coefficient de sécurité, ou mieux, de confronter les résultats théoriques avec des observations sur le terrain.

III.4.1.1. Hypothèses simplificatrices

Les principales hypothèses que nous ferons dès à présent sont les suivantes :

- écoulement bidimensionnel,

- répartition uniforme des vitesses dans une section,
- accélérations verticales négligeables,
- loi des pertes de charge par frottement et par turbulences identique à celle du régime permanent.

III.4.1.2. Mise en équation

Soit l l'abscisse le long d'un cours d'eau, S la section mouillée, H la hauteur d'eau, Q le débit, V la vitesse moyenne, z la cote de la surface libre, P la pression et t le temps.

Connaissant en tout point la loi de variation de S avec H et certaines conditions initiales et aux limites, on se propose de déterminer les fonctions : $S_{(l, t)}$ et $H_{(l, t)}$

Dans un premier temps, nous établirons l'équation de continuité qui traduit la conservation des masses :

Soit deux sections 1 et 2 qui limitent un tronçon de cours d'eau de longueur dl :

$$S_2 = S_1 + \frac{\partial S}{\partial l} dl$$

$$Q_2 = Q_1 + \frac{\partial Q}{\partial l} dl$$

La différence entre les débits entrant et sortant durant un intervalle de temps dt provoque une variation du volume contenu entre les sections 1 et 2.

Si dl est petit, la section mouillée moyenne peut être prise égale à $S_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial S}{\partial l} dl$

L'égalité de ces volumes se traduit ainsi : $[Q_1 - (Q_1 + \frac{\partial Q}{\partial l} \cdot dl)] dt = [dS_1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial S}{\partial l}] dl$

La variation de S s'écrit : $dS = \frac{\partial S}{\partial t} dt + \frac{\partial S}{\partial l} dl$

D'où : $\frac{dS}{dt} = \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial l} \cdot \frac{dl}{dt} = \frac{\partial S}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial S}{\partial l}$

En faisant l'hypothèse que la courbure des filets fluides est faible, on peut négliger le terme en $\frac{\partial S}{\partial l}$

D'où : $\frac{dS}{dt} = \frac{\partial S}{\partial t}$

L'égalité des volumes devient alors : $\frac{\partial Q}{\partial l} dl dt = d \left[\frac{1}{2} \frac{\partial S}{\partial l} \right] dl$

$\frac{\partial Q}{\partial l} dt = dS_1$ (En négligeant les termes en ∂^2).

$$\frac{\partial Q}{\partial l} dt = \frac{\partial S}{\partial t} dt$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = 0$$

Si on désire faire apparaître la vitesse : $V = \frac{Q}{S}$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(VS)}{\partial l} = 0$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + S \cdot \frac{\partial V}{\partial l} + v \cdot \frac{\partial S}{\partial l} = 0$$

Ces deux équations ne sont valables que si les apports latéraux dans le tronçon sont nuls (sinon apparaîtrait à droite le débit latéral).

Etablissons maintenant l'équation dynamique qui traduit la conservation des énergies. L'énergie d'une particule d'eau peut se mesurer par l'expression suivante :

$$H = \frac{V^2}{2G} + Z + \frac{P}{\rho g} \text{ Bernoulli}$$

= énergie cinétique + énergie de position + énergie de pression

Durant un intervalle de temps dt, cette particule se déplace d'une longueur dl. Soit J la perte de charge linéaire ; la perte d'énergie de cette particule doit être égale à Jdl :

$$-d \left[\frac{V^2}{2G} + Z + \frac{P}{\rho g} \right] = Jdl$$

La répartition des vitesses étant uniforme, la répartition des pressions est hydrostatique. Dans une section, le

Terme $Z + \frac{P}{\rho g}$ est constant. En prenant par convention 0 pour la pression atmosphérique, on a

$$-d \left[\frac{V^2}{2G} + Z \right] = Jdl$$

Mais, en remarquant que : $Z = Z_f + H$ (z = cote de la surface libre, z_f = cote du fond et H tirant d'eau) :

$$-d \left[\frac{V^2}{2G} + Z_f + H \right] = Jdl$$

$$\frac{V \partial V}{g \partial l} dl + \frac{V \partial V}{g \partial t} dt + \frac{\partial Z_f}{\partial l} dl + \frac{\partial Z_f}{\partial t} dt + \frac{\partial H}{\partial l} dl + \frac{\partial H}{\partial t} dt = -Jdl$$

Dans cette expression, $\frac{\partial Z_f}{\partial t} = 0$ puisque le fond est supposé stable et $-\frac{\partial Z_f}{\partial l} = 0$, I étant par définition la pente du radier.

$$\frac{V \partial V}{g \partial l} + \frac{1 \partial V}{g \partial t} - I + \frac{\partial H}{\partial l} + \frac{1 \partial H}{V \partial t} = -J$$

En général, pour les crues évoluant lentement, le terme $\frac{1 \partial H}{V \partial t}$ est négligeable et l'expression précédente se met sous la forme :

$$\frac{V \partial V}{g \partial l} + \frac{1 \partial V}{g \partial t} + \frac{\partial H}{\partial l} = I - J$$

III.4.1.3. Modes d'intégrations et méthodes de Flood-Routing

Les deux équations que nous venons d'établir sont connues sous le nom d'équations de Barré de St Venant :

$$\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial l} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial l} = I - J$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial V}{\partial l} + V \frac{\partial S}{\partial l} = 0$$

Ce système d'équations différentielles ne connaît en général pas de solutions analytiques (ou alors les hypothèses sont par trop restrictives). L'intégration ne peut donc se faire que par voie rapprochée : numérique, analogique, graphique...

Le développement des moyens de calcul fait que l'intégration numérique complète ne présente théoriquement plus guère de difficulté.

Cependant, l'intégration complète (deux équations) dans le cas de cours d'eau naturels (non uniformes), conduit à des calculs longs et complexes nécessitant des moyens de calcul puissants.

Ceci est contradictoire avec les buts poursuivis en prévision de crues où il faut obtenir des résultats rapidement à partir de données simples, et bien souvent avec des moyens de calcul faibles.

Ces remarques justifient la persistance de techniques d'études simplifiées mais mieux adoptées à ce problème: les méthodes de "Flood Routing".

Ces méthodes que nous allons décrire, sont basées sur une intégration simplifiée de l'équation de continuité. L'équation dynamique n'est pas prise en considération.

III.4.2. Equations ou Méthode de Puls

Cette méthode s'appuie sur l'hypothèse où le débit qui sort d'un tronçon de cours d'eau ne dépend que du volume stocké dans ce tronçon. Elle s'applique surtout au transit des crues dans un réservoir et beaucoup moins bien aux cours d'eau naturels.

III.4.2.1. Mise en équation

Soit les relations suivantes :

I : débit entrant dans le tronçon (inflow)

Q : débit sortant du tronçon (outflow)

S : volume stocké dans le tronçon (storage)

L'équation de continuité, établie sur un intervalle de temps (t) où on peut considérer que I et Q varient linéairement, s'écrit :

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] \Delta t - \left[\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right] \Delta t = S_2 - S_1$$

Par hypothèse, S ne dépend que de Q : $S = K(Q)$; l'équation précédente peut donc se mettre sous la forme : $f(Q_1, Q_2, I_1, I_2) = 0$

Ou encore : $Q_2 = f(I_1, I_2, Q_1)$

III.4.2.2. Intégration graphique

Cette méthode s'applique assez mal à des tronçons de rivières ; par contre, elle est parfaite pour l'étude de la traversée d'un barrage-réservoir.

En général, la fonction k (Q) est connue (loi de débit du réservoir). Si cela n'était pas le cas, il faudrait reconstituer cette fonction par comparaison d'un ou plusieurs couples de crues entrantes et sortantes, réellement observées.

L'estimation de Q_2 à partir de $(I_1, I_2 \text{ et } Q_1)$ peut se faire par voie graphique ou numérique. La voie numérique nécessite de mettre la relation débit-volume stocké sous une forme mathématique, mais les calculs sont aisés à programmer. Par voie graphique, elle ne nécessite aucune hypothèse sur le type de relation entre débit et volume stocké.

Par ailleurs, des constructions simples permettent une approche assez fine de la solution.

Comme le montre le schéma ci-contre, on utilise la méthode dite des "directions alternées" ou encore "épure de Blackmore" :

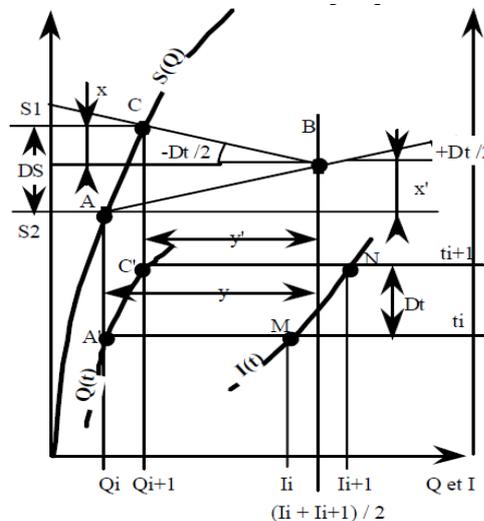


Figure III.3. Schéma d'épure de Blackmore. (J.P. LABORDE, 2000).

$$S_2 - S_1 = \left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] \Delta t - \left[\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right] \Delta t$$

$$S_2 - S_1 = \frac{\Delta t}{2} (I_1 - Q_1) + \frac{\Delta t}{2} (I_2 - Q_2)$$

Le graphique représenté comporte deux graduations indépendantes en ordonnées S et t et une graduation en débit (Q et I) en abscisses. En trait d'axe : la courbe S(Q) dans le graphique (S – Q). En pointillés : l'hydrogramme d'entrée I(t) et de sortie Q(t) dans le graphique t(Q, I).

Supposons qu'à un instant donné t_i , on connaisse le débit sortant Q_i (figuré en A dans S, Q et en A' dans (t, Q)). Entre les instants t_i et t_{i+1} , nous connaissons les débits entrants I_i et I_{i+1} (M et N dans I, t).

En supposant que (Δt) est suffisamment petit pour que la variation de I puisse être considérée comme linéaire, il est aisé de tracer une verticale ayant pour abscisse le débit moyen entrant durant l'intervalle de temps $\Delta t = t_{i+1} - t_i : \frac{t_i + t_{i+1}}{2}$.

Dans le graphique S, Q, les droites ont des pentes qui sont homogènes à des temps :

$$m = \frac{\Delta S}{\Delta Q} = \frac{\Delta m^3}{\Delta m^3/s}$$

Traçons donc, à partir de A, une droite de pente $(-\frac{\Delta t}{2})$; elle coupe la verticale d'abscisse $\frac{t_i + t_{i+1}}{2}$ au point B. La pente $m = \frac{\Delta t}{2}$ de cette droite est telle que :

$$m = \frac{\Delta t}{2} = \frac{X}{\Delta Y} \rightarrow X = Y \frac{\Delta t}{2}$$

$$\text{Or : } Y = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - Q_i \text{ donc : } X = \left[\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - Q_i \right] \frac{\Delta t}{2}$$

Partant de B, traçons une droite de pente $-\frac{\Delta t}{2}$. Elle coupe la courbe S (Q) en un point C d'abscisse

$$Q ; \text{ nous avons alors } m = \frac{\Delta t}{2} = \frac{X'}{Y'} \rightarrow X' = Y' \frac{\Delta t}{2}$$

$$Y' = Q - \frac{I_i + I_{i+1}}{2} \text{ Donc } X' = \left[\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - Q \right] \frac{\Delta t}{2}$$

On remarque que le débit Q correspondant au point C n'est autre que Q_{i+1} puisque l'on a : $\Delta S = X + X'$

$$S_{i+1} - S_i = \left[\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - Q_i \right] \frac{\Delta t}{2} + \left[\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - Q_{i+1} \right] \frac{\Delta t}{2}$$

$$S_{i+1} - S_i = \left[\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t \right] + \left[\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \right]$$

Il suffit alors pour le pas de temps suivant (t_{i+1}, t_{i+2}) , de recommencer la construction à partir de C.

III.4.2.3. Résultats pratiques pour quelques cas simples

Comme nous venons de le voir, la méthode de Puls nécessite de connaître la courbe de remplissage du barrage, la loi de débit du réservoir et enfin, l'hydrogramme de la crue entrante.

En ce qui concerne la crue entrante, deux formes d'hydrogrammes ont été envisagés :

- une crue d'hydrogramme triangulaire ;
- une crue d'hydrogramme dit "arrondi".

Ces deux types d'hydrogrammes, comme ils sont illustrés ci-après, ne dépendent que de deux paramètres : le temps de montée t_m (exprimé en secondes) et le débit de pointe de crue entrant I .

I. Pour la crue "arrondie", l'évolution supposée du débit entrant est : $Q(t) = T \frac{t}{t_m} e^{-\frac{t}{t_m}}$

Pour la loi de débit du déversoir, on fera l'hypothèse classique que le débit Q passant sur le déversoir est lié à la charge h sur le déversoir par une fonction: $Q = K h^{2/3}$. Manifestement, il suffit de connaître la charge h_i qui permettrait le passage du débit I pour connaître la loi de débit.

Pour la courbe de remplissage, on fera l'hypothèse simple que la surface du plan d'eau varie linéairement avec la charge h . On prendra donc deux valeurs caractéristiques : A = surface du réservoir (en m^2) lorsque le barrage est plein à ras bord ($h = 0$) ; et a = charge sur le déversoir nécessaire pour que la surface de la retenue soit de $(2A)$.

A partir de ces différents paramètres, on calcule les nombres sans dimension $(\frac{A * h_i}{I * t_m})$ et $(\frac{h_i}{a})$. Les deux abaques suivants donnent, selon la forme de l'hydrogramme et les valeurs particulières de ces nombres sans dimension, le rapport (Q/I) du débit de pointe de crue sortante Q au débit de pointe de crue entrante I .

Pour estimer t_m sur un hydrogramme réel, prendre les $2/3$ de la durée pendant laquelle $q > I/2$.

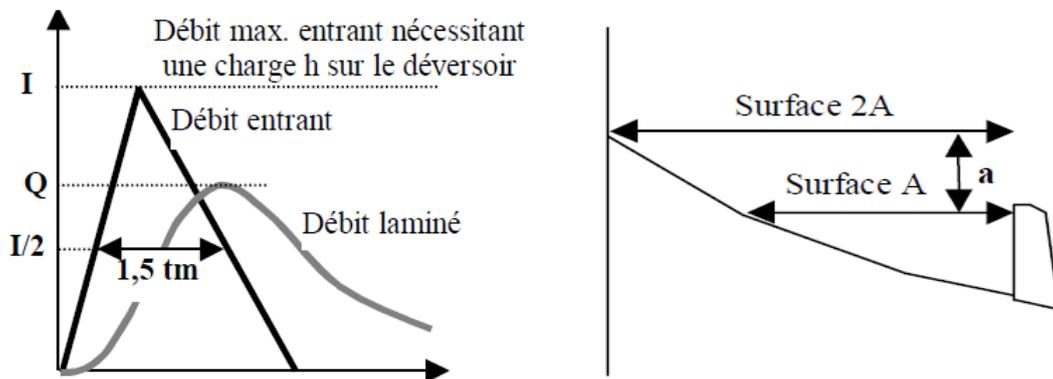


Figure III.4. Débit sur le déversoir en fonction de temps.

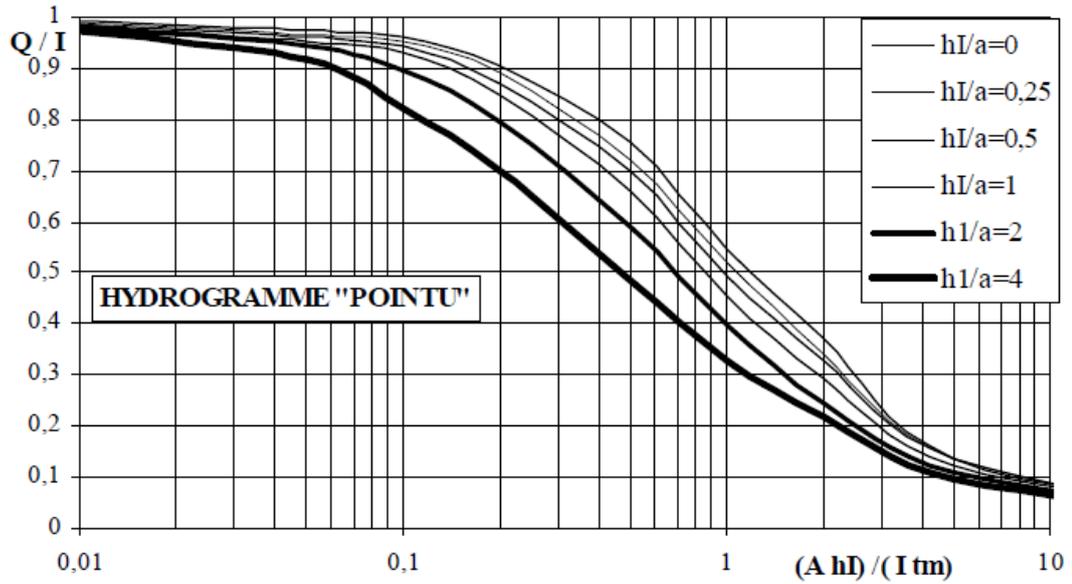


Figure III.5. Hydrogramme pointu.

Pour estimer t_m sur un hydrogramme réel la durée pendant laquelle $q > I/2$ divisée par 2,45.

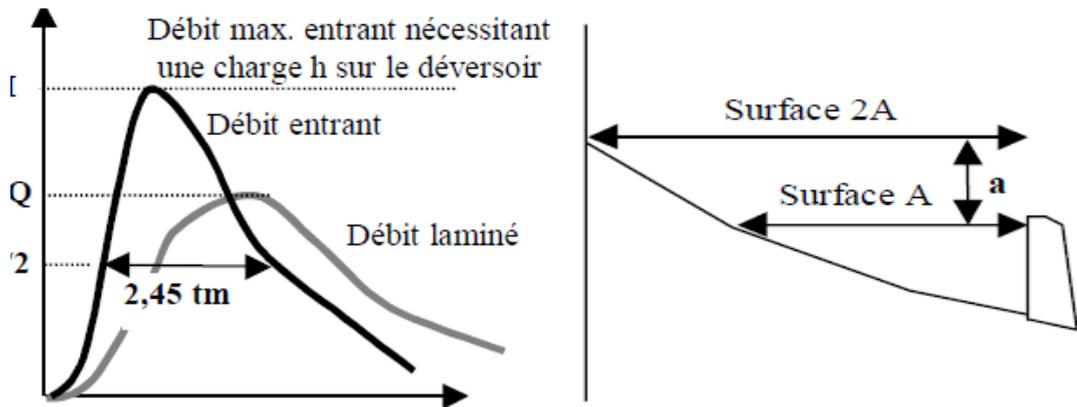


Figure III.6. Débit sur le déversoir en fonction de temps.

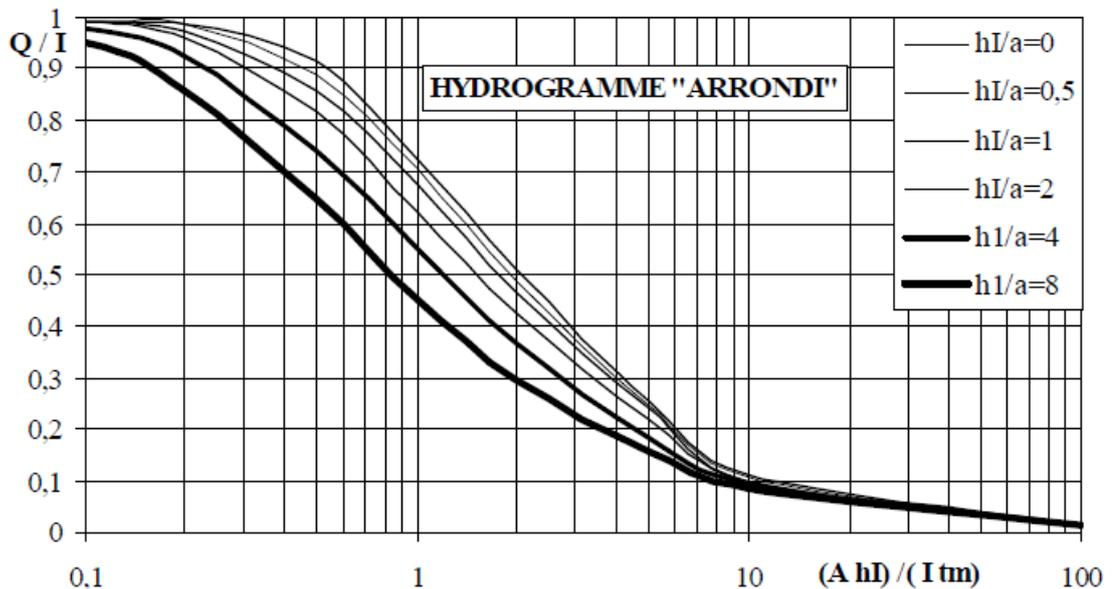


Figure III.7. Hydrogramme Arrondi.

La formule de Puls permet principalement d'étudier l'amortissement d'une crue connue a priori, à la traversée d'un réservoir. Son utilisation comme méthode de prévision est moins fréquente et on peut se poser à ce sujet la question suivante : peut-on "prévoir" ce qui va sortir à l'instant t_{i+1} , alors qu'il faut connaître pour cela, outre Q_i et I_i , le débit I_{i+1} .

Cela est paradoxalement possible car, comme vous le verrez dans l'application pratique, l'influence I_{i+1} sur Q_{i+1} est faible (le modèle garde en mémoire Q_i et I_i). Aussi peut-on faire des hypothèses sur l'évolution probable de I sans que cela ne perturbe beaucoup la prévision sur Q . (Evidemment, on rajuste à chaque pas de temps la prévision antérieure sur le débit qui est réellement arrivé).

III.4.3. Equations ou Méthode de Muskingum

Contrairement à la méthode Puls, nous envisageons à présent l'hypothèse où S ne dépend plus seulement de Q mais de Q et de I .

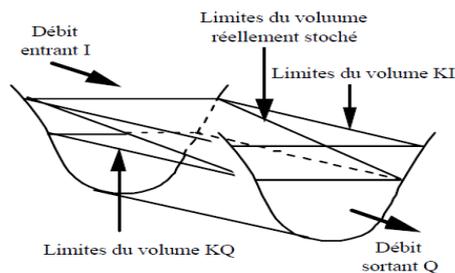


Figure III.8. Schéma explicative de cours d'eau. (J.P. LABORDE, 2000).

III.4.3.1. Mise en équation

Comme précédemment et sur un pas de temps Δt suffisamment court, l'équation de continuité a pour expression :

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] \Delta t - \left[\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right] \Delta t = S_2 - S_1$$

Dans un premier temps, nous admettrons que K est une constante. La méthode de Puls peut encore s'expliquer si le régime est uniforme. Comme le suggère la figure ci-contre, le volume stocké, si le débit était partout Q , serait :

$$S = K. Q$$

Si le débit était partout I , le volume stocké serait :

$$S = K. I$$

En régime transitoire, I est différent de Q et nous admettrons que le volume stocké dans le tronçon devient :

$$S = KQ + X(KI - KQ)$$

Cette équation, appelée généralement équation de Muskingum, se met sous la forme suivante :

$$S = K \cdot [XI + (1 - X)Q]$$

où x est un terme sans dimension lié à l'amortissement de la crue dans le tronçon (coefficient d'atténuation) et où K est un temps lié au temps de propagation de la crue dans le tronçon.

L'équation de continuité devient alors :

$$S_2 - S_1 = K[X(I_1 + I_2) + (1 - X)(Q_2 - Q_1)] = \frac{\Delta t}{2} [(I_1 + I_2) - (Q_1 + Q_2)]$$

$$\text{D'où : } K = \frac{\frac{\Delta t}{2} [(I_1 + I_2) - (Q_1 + Q_2)]}{X(I_2 - I_1) + (1 - X)(Q_2 - Q_1)}$$

Explicitons Q_2 à partir de Q_1 , I_1 , I_2 , x et k :

$$Q_2 \left[K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2} \right] = (I_1 + I_2) \frac{\Delta t}{2} - Q_1 \frac{\Delta t}{2} - KX(I_2 - I_1) + K(1 - X)Q_1$$

$$= (I_2 - I_1) \left[\frac{\Delta t}{2} - KX \right] + I_1 \Delta t + Q_1 \left[K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2} \right] - Q_1 \frac{\Delta t}{2}$$

$$S_2 = Q_1 + \frac{\frac{\Delta t}{2} - KX}{K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} (I_2 - I_1) + \frac{\Delta t}{K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} (I_2 - I_1)$$

$$Q_2 = Q_1 + A(I_1 - Q_1) + B(I_2 - Q_2) \begin{cases} A = \frac{\Delta t}{K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} \\ B = \frac{\frac{\Delta t}{2} - KX}{K(1 - X) + \frac{\Delta t}{2}} \end{cases}$$

Sous cette forme, on constate que A et B sont des constantes ne dépendant que de Δt , x et K .

III.4.3.2. Mise en œuvre

III.4.3.2.1 Choix du pas de temps

Comme précédemment, Δt doit être suffisamment petit pour que l'approximation de la variation linéaire des débits soit admissible. Par ailleurs, pour la stabilité des calculs, il est conseillé de s'assurer que l'on vérifie bien les inégalités suivantes :

$$2KX < \Delta t < K$$

Si ce n'était pas le cas, il conviendrait de revoir Δt ou le découpage en tronçons.

III.4.3.2.2. Détermination de K et x dans le cas d'un tronçon unique

La pratique la plus sûre consiste à déterminer K et x par l'étude du passage d'une crue réellement observée.

Tableau III.1. Débits enregistrés en deux stations jour par jour.

Dates	Station Amont	Station Aval	Dates	Station Amont	Station Aval
1	93	83	15	609	650
2	137	102	16	577	635
3	208	141	17	534	610
4	320	203	18	484	580
5	412	299	19	426	540
6	516	380	20	366	488
7	630	470	21	298	430
8	678	539	22	235	363
9	691	591	23	183	300
10	692	627	24	137	233
11	684	648	25	103	178
12	671	660	26	81	132
13	657	664	27	73	100
14	638	660	28	70	75

Ce cas particulier, on pourrait tenter de prendre $\Delta t = 1$ jour (ce qui correspond à la fréquence des observations) puis tester sur toute la crue la variation de K (formule 1) en fonction de différentes valeurs de x.

- pour $x = 0,10$, $K = 167.500$ secondes,
 $\sigma_K = 53.150$ secondes, $\frac{\sigma_K}{K} = 0,32$
- pour $x = 0,15$, $K = 169.5000$ secondes,
 $\sigma_K = 51.350$ secondes, $\frac{\sigma_K}{K} = 0,30$
- pour $x = 0,20$, $K = 181.900$ secondes,
 $\sigma_K = 74.750$ secondes, $\frac{\sigma_K}{K} = 0,31$

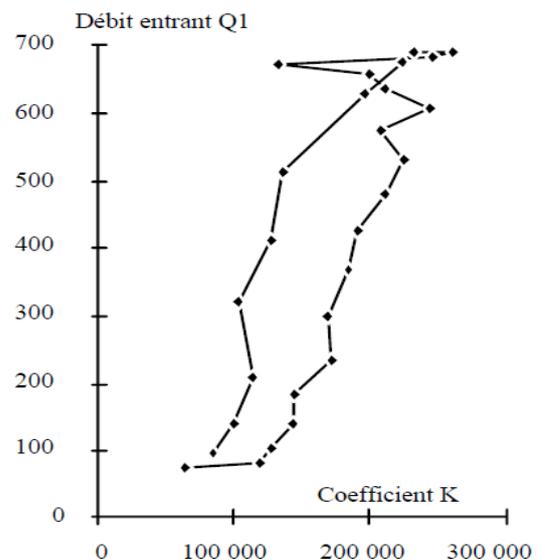


Figure III.9. Débit entrants en fonction de coefficient K.

En prenant

$K = Cte$, il serait préférable de retenir la valeur de 0,15 pour x et prendre un K de 168.000 secondes.

Si K n'est pas constant comme, on pourra admettre que K est une fonction linéaire de Q_1 . On optimisera alors x sur le coefficient de régression de K en Q_1 ou sur la variance résiduelle de K .

On obtiendrait ici :

- $x = 0,10$, $\rho_{K Q_1} = 0,696$

- $x = 0,15$, $\rho_{K Q_1} = 0,806$

- $x = 0,20$, $\rho_{K Q_1} = 0,744$

Les résultats les meilleurs sont obtenus pour $x = 0,15$, mais on admettrait maintenant que K est une fonction linéaire de Q_1 :

$$K \cong 240 * Q_1 + 80.000 \quad (K \text{ en secondes et } Q_1 \text{ en m}^3/\text{s}).$$

On étudierait de même $A(Q_1)$ et $B(Q_1)$.

Prise en compte des apports latéraux :

En général, la méthode de Muskingum s'applique à un cours d'eau en le divisant en plusieurs tronçons. On enchaîne alors les calculs d'un tronçon à l'autre, de l'amont vers l'aval. Tant qu'il n'y a pas d'affluents majeurs, on peut se contenter de majorer les débits à la sortie d'un tronçon au prorata des surfaces (hypothèse de débit spécifique constant).

Si les apports sont bien connus, on pourra organiser le réseau hydrographique en différents tronçons ramifiés. On composera alors les hydrogrammes aux confluent.

Prévisions :

Apparemment, il n'est pas possible de faire des prévisions puisque pour calculer Q_2 , il faut connaître I_2 .

Cependant, si on considère une succession de plusieurs tronçons, une hypothèse sur le I_2 à venir affecte peu l'estimation du Q_2 . Mais au tronçon suivant, ce Q_2 devient le débit d'entrée I_2 . Ainsi, le débit sortant Q_2 du deuxième tronçon est encore moins affecté par la première hypothèse, *etc.* En fonction du nombre de tronçons, il est donc possible raisonnablement de faire de la prévision à plusieurs pas de temps à l'avance. Bien entendu, il conviendra à chaque t , de réajuster les débits prévus sur ceux réellement observés.

III.5. Laminage des crues

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus

hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m. L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximale correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suite :

$$Q \cdot dt = q \cdot dh + S \cdot dh$$

Ou:

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

Ou : Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Méthode grapho-analytique HILDENBLAT, KOTCHERINE, Step by step, SORENSEN, BLACKMORE, PATAPOVE, et d'autre méthodes.

III.5.1. Méthode Grapho-analytique HILDENBLAT

Dans cette méthode l'équation du bilan d'eau est utilisée :

$$Q dt = q dt + S dh$$

$$\text{Soit } \bar{Q} \Delta t = \bar{q} \Delta t + \Delta V \text{ ave } \Delta V = S \Delta H$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{Q} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \\ \bar{q} = \frac{q_1 + q_2}{2} \\ \Delta V = V_2 - V_1 \end{array} \right\} \implies \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t = \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t + V_2 - V_1$$

$$\text{Soit : } \bar{Q} \Delta t = \frac{1}{2} q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_2 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$\text{On a : } (V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t) = -\bar{Q} \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = \bar{Q} \Delta t + V_1 - \frac{1}{2} q_1 \Delta t$$

$$\frac{1}{2} q_1 \Delta t = -q_1 \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t = \frac{2 q_1 \Delta t - q_1 \Delta t}{2}$$

$$\text{On remplace l'équation, On obtient : } V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = \bar{Q} \Delta t + V_1 - q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t$$

$$= (\bar{Q} - q_1) \Delta t + V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t$$

$$= \bar{Q} \Delta t + V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t - q_1 \Delta t$$

Les inconnues sont : V_2 et q_2 qu'il faudrait déterminer.

Pour faire le laminage des crues, il faut disposer de :

- Hydrogrammes de crue fréquentiel $Q_{P\%} = f(t)$;
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue $V = f(H)$,
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au-dessus du niveau normal de la retenue.

L'hydrogramme de crue est une donnée hydrologique résultant d'une étude hydrologique dans laquelle les crues sont étudiées.

La courbe des volumes d'eau dans la retenue $V=f(H)$ est une donnée topographique.

La courbe des variations d'eau est à déterminer après avoir calculé la largeur de l'évacuateur de crues de surface.

Le débit maximum déversé q être donné par la formule de Kotcherine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes a une pointe ou triangulaire.

$$q_{\max P\%} = 0,85 Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right)$$

$V_{cp\%}$: Volume de la crue de probabilité $P\%$.

V_f : Volume déversant de sécurité (volume régularisable) ou volume forcé.

D'après Kotcherine, $V_f = (0,05 - 0,2) V_{cp\%}$

C'est la topographie du terrain qui permet de fixer approximativement la largeur et le type de déversoir à retenir comme évacuateur de crues de surface.

Cette largeur est donnée par la formule générale du déversoir : $q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g}$

Ou :

m : coefficient de débit dépendant du type de déversoir.

b : largeur de déversoir

h_d : charge sur le déversoir

$$D'o\grave{u} \quad b = \frac{q_{\max p\%}}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}}$$

Connaissant cette largeur, la courbe des débits deversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculée et tracée (fig13).

$$q = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right)$$

Les résultats sont representes dans le tableau III.2 et la figure III.6.

Tableau III.2. Volume et débits déversant.

1	2	3	4	5	6
Cote (m)	H _d (m)	Q (m ³ /s)	$\frac{1}{2} q \Delta t$ (m ³)	V(h) (m ³)	$V + \frac{1}{2} q \Delta t$ (m ³)
NNR	0,0	0	0	V _{NNR}	V _{Utile}
.	0,1
.
NVF	h _d	Q _{max p%}	.	.	VFM

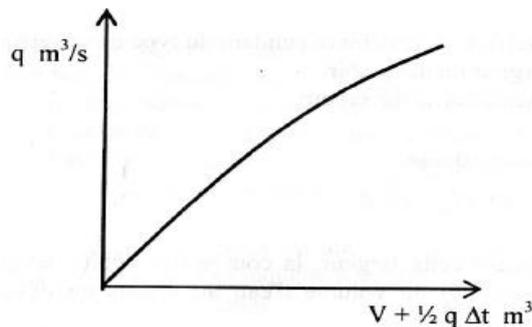


Figure III.10. Courbe des débits deverses. (Propre élaboration).

Disposant de ces trois 3 courbes :

$$\left. \begin{array}{l} Q = f(t) \\ V = f(H) \end{array} \right\} \implies \text{On procède au laminage proprement dit.}$$

$$q = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right)$$

Les résultats sont presentes dans le tableau 9.

Connaissant V₁, V₂, V₃, V₄,..... V_t, on tire du graphe $q = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right)$

Les débits déversant correspondants q₁, q₂, q₃, q₄, ..., q_t.

Les hydrogrammes d'entrée (crues) et de sortie (débits déversant) sont representes par la figure III.7.

Tableau III.3. Laminage des crues dans la retenue. (B. Touaibia, 2004).

Temps (h)	Q (m ³ /s)	\bar{Q} (m ³ /s)	$\bar{Q} - q$ (m ³ /s)	$(\bar{Q} - q) \cdot \Delta t$ (m ³)	$V + \frac{1}{2} q \Delta t$ (m ³)	q (m ³ /s)
0	Q ₀	$\bar{Q}_1 = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$	$\bar{Q}_1 - q_1$	$(\bar{Q}_1 - q_1) \cdot \Delta t$	$V_1 = V_{NNR}$	$q_1 = 0$
1	Q ₁					
3	Q ₂	$\bar{Q}_2 = \frac{Q_2 + Q_3}{2}$	$\bar{Q}_2 - q_2$	$(\bar{Q}_2 - q_2) \cdot \Delta t$	$V_2 = V_1 + (\bar{Q}_1 - q_1) \cdot \Delta t$	q_2
4	Q ₃	$\bar{Q}_3 = \frac{Q_3 + Q_4}{2}$	$\bar{Q}_3 - q_3$	$(\bar{Q}_3 - q_3) \cdot \Delta t$	$V_3 = V_2 + (\bar{Q}_2 - q_2) \cdot \Delta t$	q_3
4	Q ₄				$V_4 = V_3 + (\bar{Q}_3 - q_3) \cdot \Delta t$	q_4
.	.					
.	.					
.	.					
.	.				$V_{i+1} = V_i + (\bar{Q}_i - q_i) \cdot \Delta t$ $= V_{NVF}$	
.	.					
t+1	0					
t+2	0					
Ttotal	0				$V_i = V_{NNR}$	$q_i = 0$

Q : débit entrant.

q : débit sortant.

T_{totale} : temps de passage de la crue ou temps de laminage déterminé par lors du laminage.pou
 temps t= T_{totale} ; V_t = V_{NNR} et q_t=0.

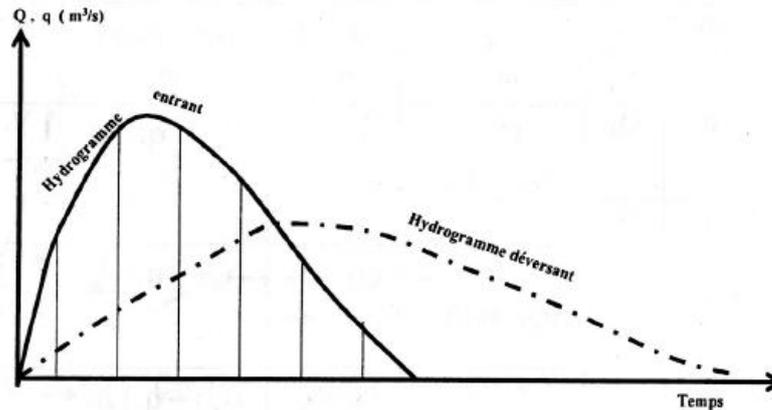


Figure III.11. Hydrogrammes de débits entrant et sortant. (Propre élaboration).

III.5.2. Méthode de KOTCHERINE

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho - analytique qui se base sur les principes suivants :

1. l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces hypothèses simplifient énormément les calculs de laminage sans pour autant réduire leurs précisions.

Pour estimer le débit de crue laminé, on procède de la manière suivante :

L'expression du volume en charge de la crue ou volume forcé V_F est liée selon la forme de l'hydrogramme :

1. Hydrogramme de forme triangulaire : $V_F = V_c \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{max P\%}} \right)$
2. Hydrogramme de forme trapézoïdale : $V_F = V_c \left(\frac{1-n}{Q_{max P\%}} q_{lam} \right)$
3. Hydrogramme de forme triangulaire : $V_F = 0,5 Q_{max P\%} \cdot T$
4. Hydrogramme de forme trapézoïdale : $V_F = 0,5 Q_{max P\%} \cdot (T + t_2)$

Où :

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_c : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

T : le temps de base ou durée de la crue.

$n = T/(T + t_1)$: Durée relative.

Le débit de crue laminé ou déversé est déduit de chacune de ces relations selon la forme de l'hydrogramme.

- Dans le cas d'un d'hydrogramme de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\max P\%} = Q_{\max P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{Cr}}\right)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

- Dans le cas d'un d'hydrogramme de forme trapézoïdale, le débit laminé est :

$$q_{\max P\%} = (Q_{\max P\%}/n) \cdot \left(1 - \frac{V_f}{V_{Cr}}\right)$$

Avec : $n = T/(T + t_2)$ voir fig 14.b

L'Estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g}$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir, et de la forme de la crête du déversoir ;

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];

b : la largeur de déversoir,

h_d : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 1,5m),

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée correspondant à la largeur optimale.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges (h_d) et différentes largeurs de l'évacuateur de crues (b).

Les graphiques de la figure si après sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables h_d et b.

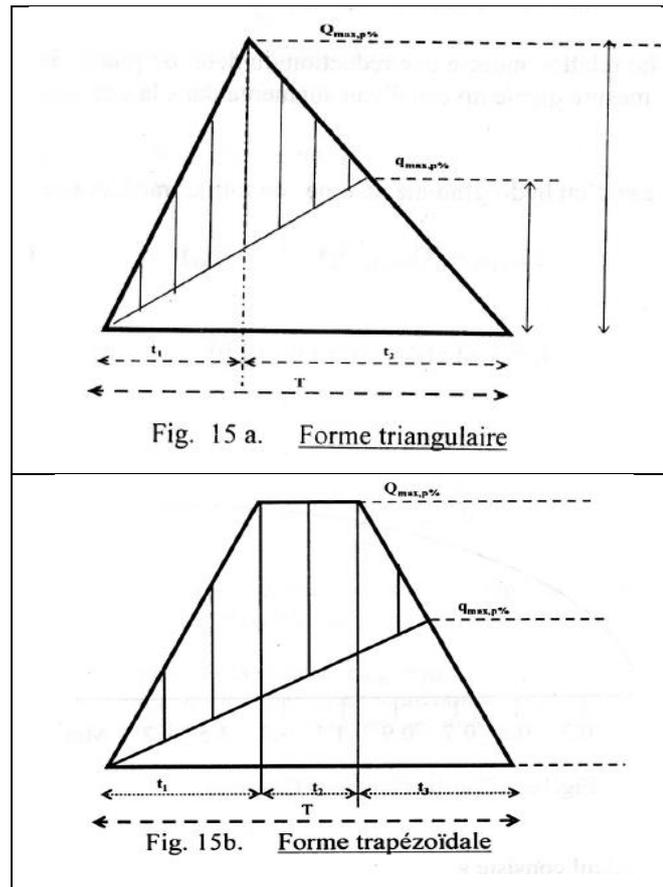


Figure III.12.a.b.Schématisation de l'hydrogramme des crues. (Propre élaboration).

Les calculs par ces formules se font grapho-analytiquement.

III.5.3. Méthode STEP BY STEP

La logique du calcul est que dans un intervalle de temps t , le volume d'entrée doit être égal au volume de sortie, majoré de la variation d'eau dans la retenue durant le passage de la crue. Le principe de calcul du laminage des crues par cette méthode, est basée sur la connaissance de :

- l'hydrogramme des crues (entrant),
- la courbe des volumes d'eau dans la retenue (courbe hauteur –capacité) ;
- la courbe des débits sortants ou déversant en fonction des niveaux (cotes).

La charge sur déversoir et le volume compris entre le niveau normal de retenue et le niveau des plus hautes eaux.

La première opération consiste à diviser l'hydrogramme d'entrée et de le représenter en pas (intervalle) de temps de façon que ces pas puissent être donnés sous forme linéaire :

Le pas N°_1 est relatif à $t_1 = x$ heures

Le pas N°_2 est relatif à $t_2 = x$ heures

Le pas N°_3 est relatif à $t_3 = x$ heures

• • • •

Le pas N°_n est relatif à $t_n = x$ heures

L'intervalle de temps doit être choisi de manière à ne pas manquer le pic se rapportant au débit maximum.

Les différents étapes de calcul consiste à :

A- fixer le niveau de temps de remplissage pour lequel le barrage est considéré comme étant rempli.

C'est le niveau normal de retenue NNR.

B- tracer les courbes d'estimation de la capacité du réservoir en fonction des hauteurs d'eau et des issues de débit $Q_{\max P\%} = f(h_d)$ par les formules : $Q_{\max P\%} = C b h_d^{3/2}$ avec $C = m \sqrt{2g}$

Où :

m : Coefficient de débit;

b : Largeur de déversoir;

h_d : Hauteur d'eau sur le déversoir.

C- tirer de l'hydrogramme d'entrée la quantité d'eau exprimée en (m^3/s) entrant dans la retenue dans l'intervalle de temps Δt .

Ce volume serait alors : $\frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} \Delta t$

Ou

Q_{e1} : Débit initial en (m^3/s).

Q_{e2} : Débit après l'intervalle de temps t, en (m^3/s).

Δt : Intervalle de temps.

D- à partir des courbes d'évacuation (de sortie) le volume serait alors : $V = I \frac{q_{s1} + q_{s2}}{2} \Delta t$

Où :

q_{s1} : Débit sortant en (m^3/s).

q_{s2} : Débit sortant après l'intervalle de temps t, en (m^3/s).

Δt : Intervalle de temps.

Pour obtenir q_{s2} , nous considérons la petite augmentation du niveau d'eau dans le réservoir.

E- Déduire le volume sortant du volume entrant pour obtenir l'augmentation dans le volume d'eau du réservoir.

F- ajouter cette augmentation de volume au volume préalable correspondant au niveau normale de retenue.

G- Déterminer la cote du niveau du miroir d'eau correspondant au volume d'eau accumulée pendant l'intervalle de temps.

H- Entamer le traçage de l'hydrogramme de sortie a partir de la valeur q_{s2} déjà obtenue.

I- Refaire les pas de l'étape d a l'étape g jusqu'à ce que le niveau estimé dans l'étape d

correspondant exactement ou sensiblement de très près au niveau d'eau du réservoir obtenu dans l'étape g.

J- Continuer pas à pas le procédé jusqu'à ce que la courbe de l'hydrogramme des débits sortants croise la courbe de l'hydrogramme d'entrée. Le point à cette intersection donne le pic du débit sortant $q_{\max P\%}$. A partir de ce moment le débit sortant commence à diminuer du fait du décroissement dans le cours du débit entrant.

K- Les différents pas de temps devront être continus de l'étape C à l'étape h jusqu'à ce que le niveau d'eau du réservoir revienne à la cote correspondant au niveau normal des eaux NNR.

III.5.4. Méthode d'EIER-CIECH

Ont conduit à mettre en évidence le rôle d'un paramètre adimensionnel appelé x_0 pour déterminé l'effet d'un laminage sur les crues schématisées par des Hydrogramme de ce type. L'effet de laminage peut être évalué sous la forme d'un coefficient β tel que :

$$\beta = \frac{Q_{e.\max}}{Q_{c.\max}}$$

Où :

$Q_{c.\max}$: étant le débit maximum de l'Hydrogramme de la crue.

$Q_{e.\max}$: étant le débit maximum évacuer.

On peut lire directement sur l'abaque 03 de l'annexe "A" la valeur de β en fonction de $\text{Log}_{10} x_0$ avec:

$$x_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c.\max} \cdot T_m^3}{S^3}$$

Où :

L_1 : largeur approchée du déversoir [m].

S : surface du plan d'eau [m²].

g : l'accélération de pesanteur.

m : coefficient de débit de l'évacuateur.

T_m : temps de montée de l'Hydrogramme de crue [seconde].

$Q_{c.\max}$: étant le débit maximum de l'Hydrogramme de la crue [m³/s].

Trouver $Q_{e.\max}$ et L , revient à résoudre le système suivant :

$$\begin{cases} \beta = \frac{Q_{e.\max}}{Q_{c.\max}} \\ Q_{e.\max} = m \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot h}^{3/2} \end{cases}$$

Si l'on désigne par f la fonction qui relie $\text{Log}_{10} x_0$ à β , alors le système d'équation s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = f \left[\text{Log}_{10} \left(\frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c.\max} \cdot T_m^3}{S^3} \right) \right] \\ Q_{e.\max} = m \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot h}^{3/2} \end{array} \right.$$

Si h est fixée, il s'agit alors d'un système de deux équations à trois inconnues (β , L , $Q_{e.\max}$) que l'on calculera par itération.

Ainsi pour calculer la largeur d'un déversoir, on procédera de la manière suivante :

1. on calcule L_1 sans tenir compte l'effet de laminage :

$$L_1 = \frac{Q_{c.\max}}{m \cdot \sqrt{2g \cdot h}^{3/2}}$$

Après on calcule le x_{01} puis $\log_{10} x_{01}$ avec :

$$x_{01} = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c.\max} \cdot T_m^3}{S^3}$$

On obtient sur l'abaque de 03 de l'annexe "A" donc on peut calculer $Q_{e.\max}$ et par la suite L_2 tel que :

$$L_2 = \frac{\beta_1 \cdot Q_{c.\max}}{m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}}$$

On recommence avec L_2 puis avec L_3 et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de L .

IV. Sécheresse

IV.1. Définition

La sécheresse lorsqu'il y a un manque de pluie plus ou moins long. Selon les pays et son climat, la sécheresse ne sera pas déclarée de la même manière;

La sécheresse ne doit pas être confondue avec l'aridité. En effet, une zone aride connaîtra le début de la sécheresse. Les faibles précipitations seront une caractéristique permanente du climat dans les régions arides. Ce sont généralement des zones avec peu de pluie et des températures élevées. Par conséquent, la sécheresse sera un phénomène ponctuel dans une région.

IV.2. Différents types de sécheresse

Il existe plusieurs types de sécheresses :

- La sécheresse météorologique correspondant à un déficit prolongé de précipitations ;
- La sécheresse agricole qui se caractérise par un déficit en eau dans les sols d'une profondeur maximale de 2 mètres;
- La sécheresse hydrologique se manifeste lorsque les cours d'eaux montrent un niveau anormalement bas.

IV.3. Causes des sécheresses

La pénurie d'eau est la principale cause de la sécheresse. Lorsqu'il n'y a pas assez de pluie en hiver ou au printemps, le réservoir d'eau (terrestre ou souterrain) n'est pas entièrement rempli.

La pénurie d'eau et la température élevée aggraveront la sécheresse, car elles augmenteront la l'évapotranspiration des plantes et l'évaporation sèche du sol.

Par conséquent, pour être dans un état sec, conditions météorologiques doivent être maintenues. La dépression est un phénomène climatique qui produit des précipitations (beaucoup d'air ascendant froid et humide). L'anticyclone (qualité de l'air réduite) favorisera l'apport d'air chaud et sec, de sorte qu'il ne se déposera pas. Par conséquent, pour être dans un état de sécheresse, le système à haute pression doit exister pendant un certain temps. La pénurie d'eau et la température élevée sont des causes naturelles de sécheresse.

Cependant, les activités humaines aggraveront la sécheresse. En fait, le manque d'eau créera un déficit des réserves, et si les réserves ne sont pas bien gérées, la sécheresse sera plus prononcée. L'agriculture, les usines et les ménages ont besoin de beaucoup d'eau. Cependant, tout le monde n'a pas tout "nécessaire" et consomme trop.

De plus, les cultures ne sont pas toujours adaptées au terroir et aux conditions climatiques locales, elles consomment donc beaucoup de ressources en eau et en même temps nécessitent beaucoup d'irrigation.

Ainsi, des restrictions d'eau doivent être mises en place pour ne pas abaisser encore plus le niveau des nappes phréatiques et les cours d'eau qui étaient déjà déficitaires.

IV.4. Mesures mises en place en cas de sécheresse

Le risque de sécheresse est principalement dû au manque d'eau pour la population, mais l'agriculture, les animaux et la flore environnante manquent également d'eau.

Par conséquent, afin de résister à ces risques, certaines mesures peuvent être prises:

- Constructions de puits, aqueducs ou barrages ;
- transvasements de provisions d'eau pour augmenter l'offre de ressources existantes ;
- épurations des eaux usées, surexploitation des aquifères;
- dessalage de l'eau de mer ou des eaux saumâtres continentales ;
- augmentation artificielle des précipitations.
- recouvrement des réserves d'eau potable par des millions de balles noires comme en Californie.
- adaptation des cultures et pratiques agricoles afin de diminuer leur consommation en eau, y compris dans le jardin et potager ;
- optimisation de l'usage de l'eau en zone urbaine ;
- éducation environnementale, communication et prévention pour un usage rationnel de l'eau chez les particuliers.

IV.5. Sécheresses les plus importantes dans le monde

Les sécheresses sont des phénomènes ponctuels, qui nécessitent une météo particulière pour qu'elles apparaissent. Si tous les pays manquent de pluie pendant un certain temps avec des températures chaudes, ils peuvent être affectés par la sécheresse. Parce que seules les régions polaires et subpolaires sont complètement couvertes de glace, elles ne peuvent pas souffrir de sécheresse.

La sécheresse est un phénomène occasionnel et nécessite des conditions météorologiques particulières pour apparaître. Par conséquent, si tous les pays manquent de pluie pendant un certain temps avec des températures chaudes, ils peuvent être affectés par la sécheresse. Parce que seules les régions polaires et subpolaires sont complètement couvertes de glace, elles ne peuvent pas souffrir de sécheresse.

IV.6. Conséquences des sécheresses

La sécheresse est la catastrophe naturelle la plus coûteuse et la plus meurtrière de notre époque. La décision d'en atténuer les effets relève en dernier ressort du pouvoir politique.

Les principales conséquences de la sécheresse sont :

- En termes de population: les enfants et les personnes âgées sont très fragiles et sensibles aux températures élevées car ils n'ont ni réflexes ni envie de boire pour lutter contre la déshydratation pouvant tuer;
- Sur la faune : de même que pour la population, un manque d'eau affecte les poissons vivant dans l'eau, mais aussi les animaux qui s'abreuvent aux points d'eau;
- Sur la forêt: la sécheresse rendra les arbres plus secs et plus déshydratés, ce qui peut entraîner la mort des arbres. De plus, une végétation très sèche aidera à déclencher des incendies;
- À propos de l'agriculture: l'irrigation des cultures est affectée par la sécheresse en raison des faibles réserves d'eau;
- Sur le sol: les sols secs qui doivent encore être rechargés ne pourront plus absorber les précipitations, provoquant des inondations et des glissements de terrain;
- Concernant les réserves d'eau potable: En raison des faibles niveaux d'eau des rivières, des ruisseaux et des nappes phréatiques, l'approvisionnement et l'évacuation de l'eau domestique sont incorrects. Dans certaines zones rurales, l'eau est rationnée ou coupée.
- Production d'électricité: l'eau est utilisée pour refroidir certaines centrales nucléaires, donc en cas de sécheresse et de canicule, lorsque la demande d'électricité augmente, elles seront éteintes: les climatiseurs, ventilateurs, réfrigérateurs, etc. nécessitent beaucoup d'électricité.

Après les pluies, les conséquences de la sécheresse peuvent durer longtemps: la nourriture est rare et chère, les ressources en eau sont rares, l'érosion des sols et le bétail sont faibles, sans parler des conflits juridiques et sociaux qui dureront des années. Après les sécheresses, des inondations à grande échelle se produisent généralement, surprenant les gens quand ils sont les plus vulnérables et causant de nouvelles souffrances.

Enfin, la sécheresse assèche le sol et nuit au développement normal des plantes et des animaux. Ainsi, en période de sécheresse, les incendies sont souvent omniprésents et émettent des gaz nocifs, qui polluent l'atmosphère et exacerbent l'effet de serre. Avec le changement climatique mondial, les sécheresses se multiplient, il est donc important de comprendre la gestion des réserves dans cette situation, en particulier comment s'adapter au changement climatique extrêmement rapide.

IV.7. Les indicateurs de sécheresse

La difficulté de définir la sécheresse pousse les chercheurs à déterminer des indicateurs de ce phénomène. Ces indicateurs permettent de déterminer d'une façon scientifique le seuil indiquant la sécheresse à différentes échelles de temps et peuvent déterminer la classification de l'événement en fonction de la gravité et du lieu de l'événement. Ils fournissent également un suivi de la sécheresse et divers tests. Dans les paragraphes suivants, nous présentons quelques indicateurs de sécheresse.

IV.7.1. Indice de l'écart à la moyenne (Em)

Il s'agit de l'indice le plus utilisé pour estimer les précipitations insuffisantes chaque année. L'écart par rapport à la médiane est la méthode la plus couramment utilisée par les météorologues agricoles. De toute évidence, lorsque l'échantillon de données est biaisé, la différence entre la moyenne et la médiane est importante. L'écart par rapport à la moyenne est la différence entre la hauteur annuelle des précipitations (Pi) et la hauteur annuelle moyenne des précipitations (Pm).

$$E_m = P_i - P_m$$

L'écart est positif pour les années humides et négatives pour les années sèches. On parle d'année déficitaire quand la pluie est inférieure à la moyenne et d'année excédentaire quand la moyenne est dépassée.

IV.7.2. Indice de pluviosité (Ip) :

C'est le rapport de la hauteur de précipitation annuelle à la hauteur moyenne annuelle de précipitation.

$$I_p = P_i / P_m$$

Une année est qualifiée d'humide si ce rapport est supérieur à 1 et de sèche s'il est inférieur à 1. Pour situer une pluviométrie dans une longue série de relevés pluviométriques, on utilise l'écart proportionnel à la moyenne (Ipm) qui diffère de l'indice de pluviosité en soustrayant 1 de cet indice.

$$I_{pm} = I_p - 1$$

Le cumul des indices d'années successives permet de dégager les grandes tendances en faisant abstraction des faibles fluctuations d'une année à l'autre. Quand la somme des indices croît, il s'agit d'une tendance humide. La tendance est de type « sèche », dans le cas contraire.

Lorsque la hauteur moyenne annuelle présentée est calculée sur une période assez longue, et que la distribution n'est très loin de la loi normale on peut utiliser le rapport à la normale au lieu de la moyenne.

IV.7.3. Rapport à la normale des précipitations (RN)

Cet indice, qui est exprimé en pourcentage, peut être obtenu en divisant la précipitation annuelle par la précipitation normale et en multipliant le résultat par 100 %. Il est exprimé mathématiquement comme suit :

$$RN (\%) = (P_i/P_n) * 100$$

Où : RN : rapport à la normale des précipitations en pourcentage.

P_i : précipitation annuelle (en mm) ; P_n : précipitation normale (en mm).

Le rapport à la normale en pourcentage permet d'estimer la variation ponctuelle des précipitations par rapport à la normale.

IV.7.4. Indice de sévérité de la sécheresse de Palmer

Palmer a développé l'indice PDSI (Palmer DroughtSeverity Index) afin d'évaluer le début, l'intensité et la fin des sécheresses passées et actuelles et d'effectuer la classification des sécheresses (Tableau IV.1). Cet indice est en fonction de l'état du sol, des précipitations et de l'évapotranspiration. Pensent que l'indice de sévérité de Palmer est conçu pour l'agriculture et ne représente pas exactement les effets hydrologiques résultant des sécheresses de longue période.

Tableau IV.1. Valeur de l'indice de palmer et types de sécheresses correspondants.

Valeur de l'indice de Palmer	Type de sécheresse
4.0 ou plus	Extrêmement humide
3.0 à 3.99	Très humide
2.0 à 2.99	Modérément humide
1.0 à 1.99	Légèrement humide
de 0.5 à 0.99	Humide naissante
0.49 à -0.49	Prés de la normale
-0.5 à -0.99	Sécheresse naissante
-1.0 à -1.99	La sécheresse légère
-2.0 à -2.99	Sécheresse modérée
-3.0 à -3.99	Grave sécheresse
-4.0 ou moins	Sécheresse extrême

IV.7.5. Indice standardisé de précipitation

L'indice SPI est puissant, flexible et facile à calculer. En fait, les données sur les précipitations sont le seul paramètre requis. En outre, l'indice SPI s'est avéré aussi efficace pour analyser les périodes ou périodes humides que les périodes ou périodes sèches (tableau IV.2). Pour calculer l'indice SPI, vous devriez idéalement avoir au moins 20 à 30 ans, mais de préférence 50 à 60 ans, voire des relevés mensuels plus longs, c'est la meilleure période. L'indice est exprimé mathématiquement comme suit:

$$ISP = (P_i - P_m) / \sigma$$

Tableau IV.2. Valeur de l'indice SPI et types de sécheresses correspondants.

Valeur de l'indice SPI	Type de sécheresse
2.0 et plus	Extrêmement humide
de 1.5 à 1.99	Très humide
de 1.0 à 1.49	Modérément humide
de -0.99 à 0.99	Proche de la normale
de -1.0 à -1.49	Modérément sec
de -1.5 à -1.99	Très sec
-2 et moins	Extrêmement sec

IV.7. 6. Indice d'humidité des cultures

L'indice d'humidité des cultures (CMI) utilise des méthodes météorologiques pour surveiller les conditions de croissance une fois par semaine. Il a été développé par Palmer (1968) sur la base du programme de calcul ISSP. Étant donné que l'ISSP surveille le temps humide et sec à long terme, la CMI vise à évaluer l'état d'humidité à court terme de grandes superficies de cultures. Il est basé sur la température moyenne hebdomadaire et les précipitations totales dans la zone climatique et la valeur CMI de la semaine précédente.

Le CMI réagit rapidement aux conditions changeantes. Il est pondéré en fonction du lieu et de l'heure, de sorte que la carte habituellement utilisée pour afficher la CMI hebdomadaire aux États-Unis peut être utilisée pour comparer les conditions d'humidité dans différents endroits. Étant donné que la CMI est conçue pour surveiller les conditions de l'eau à court terme qui affectent la croissance des cultures, ce n'est pas un bon outil pour la surveillance de la sécheresse à long terme.

IV.7.7. Indice de l'approvisionnement en eau de surface

Shafer et Dezman (1982) ont développé l'indice d'approvisionnement en eau de surface (SWSI) pour compléter l'indice Palmer des conditions d'humidité dans le Colorado. L'indice Palmer est essentiellement un algorithme d'humidité du sol calibré pour une zone relativement homogène, mais il n'est pas conçu pour les grands changements de terrain dans la zone et ne prend pas en compte la neige et la neige. Le processus ultérieur. Le but de SWSI est d'intégrer les caractéristiques hydrologiques et climatiques dans une valeur d'indice unique similaire à l'indice Palmer pour chaque bassin versant majeur du Colorado. Ces valeurs seront standardisées pour permettre la comparaison entre les bassins. Certaines fonctions de SWSI limitent son application. Leurs calculs sont uniques pour chaque bassin versant et chaque région, et il est difficile de comparer les valeurs SWSI entre les bassins versants ou les régions.

BIBLIOGRAPHIE

- B. Touaibia, 1995, les retenues, polycopie de régularisation des débits, ENSH-Blida, 50p.
- B. Touaibia et B. Blouakli, 2004, Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, ISBN : 9947-0-0508-9, 54p.
- B. Touaibia, 2004, Manuel pratique d'hydrologie, ISBN : 9947-0-0367-1, 176p.
- C. Meunier, 1972, Problèmes relatifs à l'étude des crues, CEMAGREF.
- E. GAUME, 2006, Hydrologie de versants et de bassins versants et modélisation pluie-débit (CHAPITRES 2 et 3), Ecole national des ponts et chaussées, 93p.
- F. Kennethhare, 1983, Les variations climatiques, la sécheresse et la désertification. OMM, janvier 1983.
- G. Degoutte, 2002, Petits barrages, ISBN : 2-85362-551-6, 183p.
- G.REMENIERAS, 1986, Hydrologie de l'ingénieur, édition Eyrolles.
- H.DJAFER KHODJA, 2009, Mémoire de fin d'étude, Ecole National Supérieur De L'hydraulique, Blida.
- H.M. Raghunath, 2006, Hydrology principales, Analysis, Design, ISBN (13): 978-81-224-2337-7, 477p.
- J.P. LABORDE, 2000, Eléments d'hydrologie de surface, U.M.R. 5651 "Espace" du C.N.R.S. Equipe "Gestion et Valorisation de l'Environnement", 204p.
- M. Yacoubi., M. EL Mourid, N. Chbouki, C. Stockle, 1998, Typologie de la sécheresse et recherche d'indicateurs d'alerte en climat semi-aride marocain. Sécheresse, volume 09, N0 4, décembre 1998, p 269-276.
- R. Drobot et JP. Carbonnel, 1998, Hydrologie Appliquée, éditions HGA Bucarest, ISBN : 973-98530-8-0, 368p.
- R Rolley, 1974, Technique des barrages en aménagement rural. 325p.
- Cours Laboratoire de constructions hydrauliques, école polytechnique fédérale de LAUSANNE.
- T. B.McKee, N. J. Doesken, and J. Kleist, 1993, The relationship of drought frequency and duration of time scales. Eighth Conference on Applied Climatology, American Meteorological Society, Jan17-23, 1993, Anaheim CA, p.179-186.