

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn-Khaldoun –Tiarret-
Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département de Nutrition et Technologie Agro-Alimentaire
Domaine des Sciences de la Terre et de l'Univers*

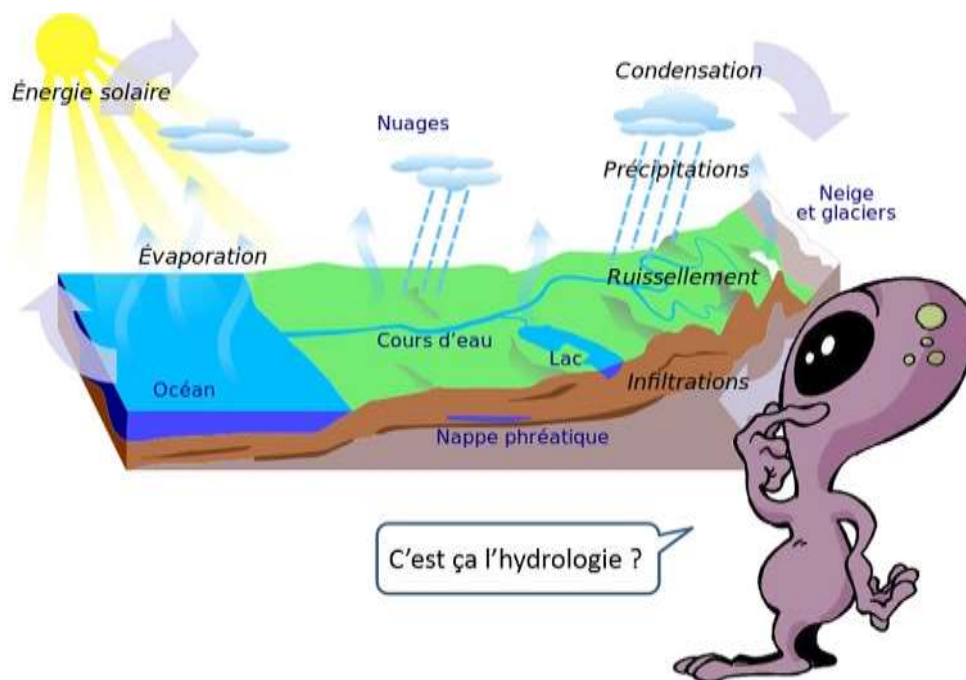


Polycopié intitulé :

HYDROLOGIE

« COURS ET EXERCICES »

Destiné aux étudiants de 1^{ère} année Master, Spécialité Hydrogéologie



Préparé par
Dr. OTMANE Abdelkader

2020 - 2021

Avant - propos

Ce cours est structuré en six chapitres. L'on a préféré commencer par un chapitre introductif et descriptif de l'hydrologie afin de comprendre les composantes du cycle de l'eau avec ses variations spatiales et temporelles

Le chapitre II : vise le concept de probabilité dans les projets de ressources en eau. Cette partie du cours met en évidence le traitement préliminaire des données observées, les notions de variable aléatoire, l'estimation des événements rares et les principales lois de probabilité utilisées en hydrologie, ainsi que les tests d'adéquation

Le chapitre III : aborde le stockage des eaux (barrages et retenues collinaires), montre les différentes catégories de demande et de besoin en eau, ainsi que les réservoirs de stockage

Le chapitre IV : présente le laminage des crues ; définitions et modèles de prévisions des crues, laminage des crues par déversoir, Tarage de station

Le chapitre V : traite le phénomène de transport solide, techniques de mesure et modèles de prévision, envasement des réservoirs de stockage des eaux superficielles

Le chapitre VI : aborde une appréciation de la qualité des eaux de surface

Donc dans ce cours d'Hydrologie : L'étudiant sera en mesure de comprendre les composantes du cycle hydrologique, leur mesure, leurs interactions et surtout la prédétermination des valeurs de pluies et crues extrêmes, ainsi que leur importance dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques (ponts, barrage, retenues collinaires...).

Table des matières

Chapitre I : Éléments du bilan hydrologique d'un bassin versant

1. Introduction	1
1.1. Sciences utilisées	1
2. Le cycle de l'eau et le bilan hydrologique	1
2.1. Stocks, flux et renouvellement	2
2.2. Inertie de système	3
3. Éléments du bilan hydrologique	4
3.1. Phase terrestre	5
3.1.1. Processus verticaux.....	5
3.1.2. Processus latéraux	10
3.2. Phase de transfert	11
3.2.1. D'une unité élémentaire de calcul au cours d'eau du sous bassin d'appartenance.....	11
3.2.2. Cheminement de l'eau dans le réseau hydrographique	12
4. Les précipitations	12
4.1. Le réseau d'observation	12
4.2. Etude de la pluie dans l'espace	12
4.2.1. Méthode de la moyenne arithmétique.....	13
4.2.2. Méthode des polygones de Thiessen.....	13
4.2.3. Méthode des isohyètes	13
5. Hydrométrie	14
5.1. Mesure de débits	14
5.2. Méthodes de jaugeages	15
5.2.1. Réservoirs étalonnés	15
5.2.2. Jaugeurs à ressaut.....	15
5.2.3. Jaugeages par dilution.....	16
5.2.4. Jaugeages par exploration du champ des vitesses	17
Exercices	21

Chapitre II : Concepts de probabilité dans les projets de ressources en eau

1. Introduction	24
2. Traitement préliminaire de données observées. (Fiabilité, homogénéité et représentativité)	24
2.1. Contrôle, homogénéisation, reconstitution et extension des données	25
2.1.1. Le comblement des données manquantes.....	25
2.2. Exemple d'application	29
3. Terminologie et notions fondamentales de statistique	30
4. Notion de probabilité	30
4.1. Probabilité composée	31
4.2. Notion de variable aléatoire	32
4.2.1. Caractéristiques	32
4.3. Probabilité d'apparition :	33
4.4. Notions de risque :	33
5. Construction d'une loi de probabilité	34
5.1. Paramètres de position	34
5.1.1. Le Mode	34
5.1.2. La moyenne arithmétique.....	35
5.1.3. La moyenne arithmétique pondérée.....	35
5.1.4. La moyenne harmonique	35
5.1.5. La moyenne géométrique	36

5.1.6.	<i>La moyenne quadratique</i>	36
5.1.7.	<i>Les Quantiles</i>	36
5.1.8.	<i>La Médiane</i>	36
5.2.	<i>Paramètres de dispersion</i>	37
5.2.1.	<i>Etendue</i>	37
5.2.2.	<i>Ecart moyen</i>	37
5.2.3.	<i>Variance et écart type</i> :.....	38
5.3.	<i>Caractéristiques de forme des courbes de fréquence</i>	39
5.3.1.	<i>Le coefficient d'asymétrie</i> :.....	39
6.	<i>L'analyse fréquentielle et estimation des événements rares</i>	39
6.1.	<i>Méthode graphique</i>	40
6.2.	<i>Méthode analytique</i> :.....	41
7.	<i>Différents Types des modèles fréquentiels (lois) utilisés en hydrologie</i>	41
7.1.	<i>Loi normale ou loi de Gauss</i>	41
7.1.1.	<i>Estimation des paramètres</i>	45
7.1.2.	<i>Test d'adéquation</i>	46
7.1.3.	<i>Exemple d'application</i>	47
7.1.4.	<i>Intervalle de confiance</i>	49
7.1.5.	<i>Période de retour d'une valeur fréquentielle connue</i>	50
7.2.	<i>Loi de Galton (ou log-normale ou de Gibrat-Gauss)</i>	51
7.2.1.	<i>Fonction de répartition</i>	51
7.2.2.	<i>Estimation des paramètres</i>	52
7.2.3.	<i>Test d'adéquation</i>	53
7.2.4.	<i>Intervalle de confiance</i>	54
7.2.5.	<i>Exemple d'application</i>	54
7.3.	<i>Loi de Pearson (Gamma) Type III</i>	57
7.3.1.	<i>Etapas de calcul</i>	57
7.3.2.	<i>Exemple d'application</i>	57
7.4.	<i>Loi de distribution extrême (Loi de Gumbel)</i>	59
7.4.1.	<i>La fonction de répartition</i>	59
7.4.2.	<i>Estimation des paramètres</i>	59
7.4.3.	<i>Etapas d'ajustement d'un échantillon à la loi de Gumbel</i>	61
7.4.4.	<i>Exemple d'application</i>	62
8.	<i>Homogénéité des deux séries d'observation</i>	63
8.1.	<i>Méthode de Fisher Student pour l'étude des moyennes</i>	63
8.2.	<i>Méthode de Snedecor pour l'étude de variance</i>	64
8.3.	<i>Exemple d'application</i>	64
9.	<i>Notion de régression et de corrélation : application aux relations "Pluie-Débit"</i>	67
9.1.	<i>Relation pluie – débit</i>	67
9.2.	<i>Notion de corrélation</i>	67
9.3.	<i>Coefficient de corrélation</i>	69
9.4.	<i>Utilisation pratique de la régression simple</i>	69
9.5.	<i>Exemple d'application</i>	69
	<i>Exercices</i>	72

Chapitre III : Stockage des eaux : barrages et retenues collinaires
--

1.	<i>Introduction</i>	75
2.	<i>Différentes catégories de demande et de besoin en eau ;</i>	75
2.1.	<i>Les Besoins</i>	75
2.2.	<i>La demande en eau</i>	75

2.3.	<i>La quantité d'eau effectivement employée par l'usager</i>	76
2.4.	<i>La consommation</i>	76
2.5.	<i>Le concept de cycle d'usage</i>	77
3.	<i>Réservoirs de stockage</i>	79
3.1.	<i>Définition du barrage</i> :	79
3.2.	<i>Définition d'évacuateur de crues</i> :	79
3.3.	<i>Définition de déversoir</i> :	80
3.4.	<i>Différents types de barrage</i> :	80
3.4.1.	<i>Barrages rigides (en béton ou en maçonnerie)</i> :	80
3.4.2.	<i>Barrages souples (en remblai ou digues)</i>	83
3.5.	<i>Différents types d'évacuateurs de crues de barrages</i> :	87
3.5.1.	<i>Evacuateur de surface</i> :	87
3.5.2.	<i>Evacuateur en charge</i> :	88

Chapitre IV : Laminage des crues

1.	<i>Les modèles de prévisions des crues</i> :	90
1.1.	<i>Les modèles probabilistes (statistiques)</i> :	91
1.1.1.	<i>L'analyse fréquentielle des débits de crue</i>	91
1.1.2.	<i>Les méthodes régionales</i>	91
1.1.3.	<i>L'approche historique</i>	92
1.1.4.	<i>L'approche naturaliste</i>	92
1.1.5.	<i>L'approche basée sur la pluie</i>	92
1.2.	<i>L'utilisation et Limitation d'un modèle probabiliste</i> :	93
1.3.	<i>Exemple d'application de la méthode du GRADEX</i>	94
1.3.1.	<i>Principe de la méthode</i> :	94
2.	<i>Laminage des crues par déversoir</i>	98
2.1.	<i>Transformation ou laminage de crues</i>	99
2.2.	<i>Objectif de laminage</i> :	101
2.3.	<i>Transformation de la pluie en Hydrogramme de crue</i>	101
2.4.	<i>Equation de base de laminage hydrologique</i>	102
2.5.	<i>Présentation de quelques modèles du laminage des crues</i>	103
2.5.1.	<i>Modèle de Puls</i>	103
2.5.2.	<i>Modèle de Kotcherine</i> :	104
2.5.3.	<i>Modèle de Muskingum</i>	104
2.5.4.	<i>Modèle de Muskingum-Cunge</i> :	104
	<i>Exercice</i>	105

Chapitre V : Les transports solides

1.	<i>Introduction du transport solide</i>	106
2.	<i>Transport solide</i>	107
2.1.	<i>Transport par charriage</i>	108
2.2.	<i>Transport en suspension</i>	108
2.3.	<i>Transport par saltation</i>	109
3.	<i>La mesure du transport solide</i>	109
3.1.	<i>La mesure du transport de fond</i>	109
3.1.1.	<i>Mesure directe</i>	109
3.1.2.	<i>Les mesures indirectes</i>	110
3.2.	<i>La mesure du transport en suspension</i>	111
3.3.	<i>La mesure du transport solide par le contrôle de l'envasement des retenues</i>	114
4.	<i>Outils et méthodes de calcul du transport solide</i>	114

4.1.	<i>Formulation du transport solide (Ts)</i>	114
4.2.	<i>Modèles</i>	115
4.2.1.	<i>Modèles physiques</i>	115
4.2.2.	<i>Modèles mathématiques</i>	115
4.3.	<i>Apport des systèmes d'information géographique à l'estimation de MES</i>	116
5.	<i>Calcul du débit solide en suspension</i>	117
5.1.	<i>Exemple d'application</i>	118
6.	<i>Envasement des réservoirs de stockage des eaux superficielles</i>	118
6.1.	<i>Définition de l'envasement des réservoirs</i>	119
6.2.	<i>Facteurs induisant l'envasement des barrages</i>	119
6.2.1.	<i>Erosion des sols</i>	119
6.2.2.	<i>Transports solides</i>	119
6.2.3.	<i>Sédimentation et envasement :</i>	120
6.3.	<i>Des erreurs conduisent à l'envasement des barrages</i>	120
6.4.	<i>Objectifs de la quantification de l'envasement des retenues de barrage,</i>	121
6.5.	<i>Les facteurs conditionnels de l'engravement des réservoirs</i>	121
6.6.	<i>Techniques de dévasement</i>	121

Chapitre VI : Appréciation de la qualité des eaux de surface

1.	<i>Introduction</i>	123
2.	<i>Pollution des eaux de surface</i>	123
2.1.	<i>Origine de la pollution</i>	123
2.2.	<i>Conséquences de la pollution</i>	124
3.	<i>Appréciation de la qualité des eaux de surface</i>	125
3.1.	<i>Les principaux paramètres influençant la qualité des eaux de surface</i>	127
4.	<i>Evaluation systématique de l'état des eaux de surface en Algérie</i>	128
	<i>Références</i>	129

Liste des figures

Chapitre I : Éléments du bilan hydrologique d'un bassin versant

Figure I. 1. Cycle hydrologique	2
Figure I. 2. Inertie de système.....	4
Figure I. 3. Eléments de bilan hydrologique (Arnold and Fohrer, 2005).....	4
Figure I. 4. Schématisation des processus verticaux de la phase terrestre (Arnold et al., 1998)	5
Figure I. 5. Régime d'infiltration et capacité d'infiltration d'un sol (Carsel and Parrish (1988)in Sayah et al., 2016)	6
Figure I. 6. Schématisation des réservoirs successifs sur lesquels s'exerce la demande évaporatoire de l'atmosphère.....	9
Figure I. 7. Schématisation des flux latéraux de la phase terrestre (Arnold et al., 1998)	10
Figure I. 8. Schématisation de l'imbrication d'échelle spatiale et détails des fonctions de transfert appliquées entre les différentes échelles (Arnold and Fohrer, 2005).....	11
Figure I. 9. Polygones de Thiessen	13
Figure I. 10. Méthode des isohyètes.....	14
Figure I. 11. Passage d'un limnigramme à un hydrogramme par l'intermédiaire de la courbe de tarage (Musy, 1991 in Cullum, 2009)	15
Figure I. 12. Jaugeage à ressaut "Jaugeur Parshall" (LABORDE, 2007).....	16
Figure I. 13. Jaugeages par dilution.....	16
Figure I. 14. Jaugeages par exploration du champ des vitesses	17
Figure I. 15. Les hélices.....	18
Figure I. 16. Micro-moulinet sur perche et moulinet sur perche à intégration (Laborde, 2007)	18
Figure I. 17. Nombre et disposition des verticales.....	19
Figure I. 18. Profil unitaire (PU).....	19
Figure I. 19. Débit reconstitué	20
Figure I. 20. Jaugeages par "verticales indépendantes"	20

Chapitre II : Concepts de probabilité dans les projets de ressources en eau

Figure II. 1. Ecart entre la pluie annuelle et la moyenne interannuelle	27
Figure II. 2. Détection de l'anomalie à l'aide de la méthode du double cumul.....	28
Figure II. 3. Procédure de l'homogénéisation à l'aide de la méthode du double cumul	29
Figure II. 4. Variable discrète et variable continue.....	32
Figure II. 5. Exemple de la fonction de répartition.....	33
Figure II. 6. Analyse statistique de la taille des Algériens.....	35
Figure II. 7. Détermination graphique de la valeur de la médiane	36
Figure II. 8. Ecart par rapport à la moyenne	38
Figure II. 9. Les étapes de l'analyse fréquentielle.....	39
Figure II. 10. La fonction de densité $f(x)$ de la loi normale	42
Figure II. 11. Distribution normale réduite	42
Figure II. 12. Loi normale centrée réduite et fonction de répartition	43
Figure II. 13. Ajustement graphique de la loi de Gauss (Laborde, 2007)	45
Figure II. 14. Variations de $B1$ et $B2$ avec σ	51
Figure II. 15. Méthode graphique de la loi de Galton (Laborde, 2007)	53
Figure II. 16. La méthode graphique de la loi de Gumbel.....	60
Figure II. 17. Relation Pluie-Débit.....	68
Figure II. 18. Types de corrélation linéaire.....	68

Figure II. 19. Qualité de corrélation.....	69
Figure II. 20. Relation Pluie-Débit.....	71

Chapitre III : Stockage des eaux : barrages et retenues collinaires

Figure III. 1. Etapes du cycle d'usage de l'eau (cas de l'approvisionnement en eau potable).....	77
Figure III. 2. Etapes du cycle d'usage de l'eau pour l'irrigation.	78
Figure III. 3. Les types des barrages (Guo, 2020).....	80
Figure III. 4. Coupe transversale d'un barrage poids.....	81
Figure III. 5. Barrage voute de Monteynard (Isère, France).....	82
Figure III. 6. Barrage à contreforts d'Albert ville, Rhone-Alpes, France.....	83
Figure III. 7. Les différents types du barrage en remblai	84
Figure III. 8. Profil d'un barrage en enrochement.....	84
Figure III. 9. Barrage en terre homogène.....	85
Figure III. 10. Barrage zoné avec noyau vertical	86
Figure III. 11. Barrage à masque amont	86
Figure III. 12. Évacuateur de crues de surface.....	87
Figure III. 13. Évacuateur frontal.....	88
Figure III. 14. Évacuateur de crues en charge	88
Figure III. 15. évacuateur de type puits et siphon.....	89

Chapitre IV : Laminage des crues

Figure IV. 1. Modèle probabiliste et déterministe (Dumas, 2006).....	90
Figure IV. 2. Découpage saisonnier des pluies maximales journalières (Otmane et al., 2017)	94
Figure IV. 3. Ajustement graphique des pluies maximales annuelles (calcul des paramètres (a) et (b) de la droite d'ajustement) (Otmane et al., 2017).....	95
Figure IV. 4. Extrapolation de la distribution des débits au-delà de la crue décennale (Otmane et al., 2017)....	96
Figure IV. 5. Calcul du coefficient de forme (Otmane et al., 2017).....	97
Figure IV. 6. Laminage de crue dans une retenue (Benmia, 2012)	98
Figure IV. 7. Concepts de laminage des crues (Jelezniak, 1955)	99
Figure IV. 8. Génération de débit de crue (Musy and Higy, 2004).....	100
Figure IV. 9. La transformation de la pluie en hydrogramme de crue (Musy et Higy, 2004).....	101
Figure IV. 10. Concept de calcul de débit sortant (Jelezniak, 1955).....	103

Chapitre V : Les transports solides

Figure V. 1. Diamètre, érosion, transport et sédimentation d'après Hjulstrom (1955).....	106
Figure V. 2. Modes de transport des particules dans un chenal d'après Sirabahenda (2012)	107
Figure V. 3. Classification des différentes "couches" de transport solide d'après Shen et al., (1992).....	108
Figure V. 4. Suspension d'une particule dans un courant.....	109
Figure V. 5. Installation de mesure de charriage (Baloul, 2012)	110
Figure V. 6. Echantillonneur du transport solide par charriage (Baloul, 2012).....	110
Figure V. 7. Traineau portatif des détecteurs (Baloul, 2012).....	111
Figure V. 8. Bouteille de prélèvements fixée sur une perche avec système d'ajustage d'après Nouvelot et al., (1993)	113
Figure V. 9. Couplage SIG et USLE d'après Sun et al., (2002).....	117
Figure V. 10. Mode d'envasement.....	120

Liste des tableaux

Chapitre I : Éléments du bilan hydrologique d'un bassin versant

Tableau I. 1. Répartition des eaux sur le globe terrestre (Gleick, 1993).....	2
---	---

Chapitre II : Concepts de probabilité dans les projets de ressources en eau

Tableau II. 1. Formules des fréquences expérimentales pour la méthode graphique.....	40
Tableau II. 2. Variables hydrologiques et les lois qui généralement s'y ajustent.....	41
Tableau II. 3. La fréquence au non-dépassement associée à une variable réduite de Gauss U , si u est négatif, la probabilité au non-dépassement est le complément à 1 de $F(u)$	44
Tableau II. 4. Khi-deux ayant la probabilité P d'être non-dépassée en fonction du nombre de degré de liberté .	47
Tableau II. 5. Analyse fréquentielle.....	48
Tableau II. 6. Résultat de Khi-deux.....	48
Tableau II. 7. Les valeurs de variable réduite correspondant aux fréquences retenues.....	50
Tableau II. 8. Ajustement de la série à une loi log-normale.....	55
Tableau II. 9. Indice d'asymétrie y en fonction de la période de retour.....	58
Tableau II. 10. Ajustement de la série à une loi de Gumbel.....	62
Tableau II. 11. Fréquences, récurrences et variables réduites de Gumbel.....	63
Tableau II. 12. Exemple d'homogénéisation des deux séries d'observation.....	64
Tableau II. 13. Table fréquentielle de Student.....	65
Tableau II. 14. Table fréquentielle de Snédecor.....	66

Chapitre IV : Laminage des crues

Tableau IV. 1. Résultat de l'extrapolation des débits par la méthode de Gradex.....	96
Tableau IV. 2. Calcul des débits maxima instantanés par la méthode de Gradex.....	97

Chapitre V : Les transports solides

Tableau V. 1. Domaine de validité de chacune des formules.....	115
Tableau V. 2. Etat d'envasement de quelques barrages en Algérie (2004).....	119

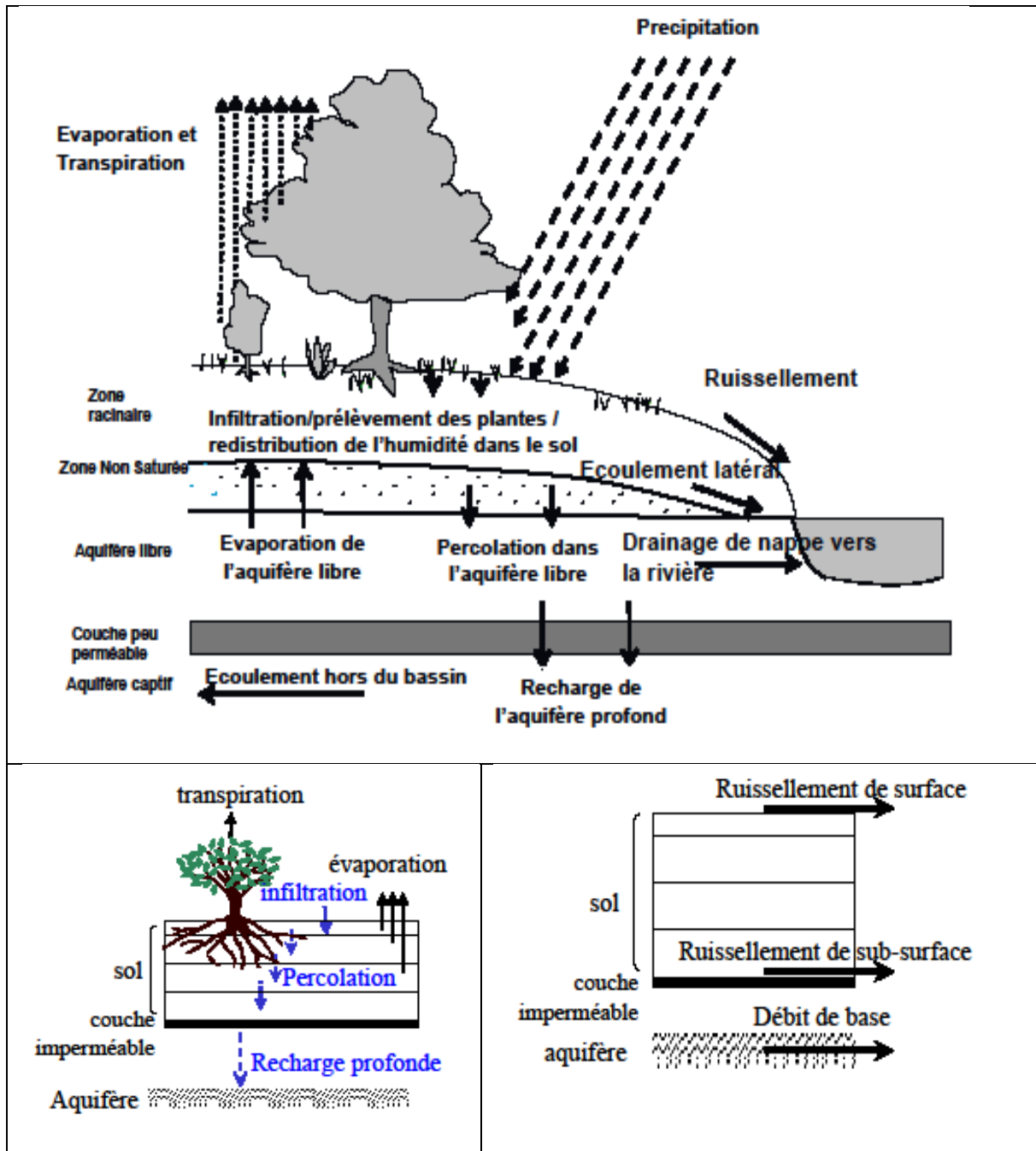
Chapitre VI : Appréciation de la qualité des eaux de surface

Tableau VI. 1. Paramètres retenus dans la grille générale de la qualité de l'eau (2011).....	126
Tableau VI. 2. Paramètres avec valeurs indicatives d'après le journal officiel (Mars, 2011).....	126
Tableau VI. 3. Grille de classification de la qualité des eaux de surface en Algérie (Belhaouari et al., 2017).....	128

Éléments du bilan hydrologique d'un bassin versant

A la fin de ce chapitre l'étudiant sera capable de :

- Identifier et évaluer les éléments du bilan hydrologique ;
- Déterminer ses Variations spatiales et temporelles.



1. Introduction

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. L'hydrologie au sens large regroupe :

- La climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitations, retour à l'atmosphère, transferts, etc.) ;
- L'hydrologie de surface au sens strict ;
- L'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère à partir des nappes, etc.) ;
- L'hydrodynamique souterraine (sensu stricto) pour les écoulements en milieux saturés.

L'hydrologie de surface est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface des continents. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface.

1.1. Sciences utilisées

L'étude de la partie "écoulement superficiel" du cycle de l'eau nécessite quand même de connaître les autres parties de ce cycle. L'hydrologie de surface est une science appliquée qui fait appel à des connaissances dans des domaines très divers.

- **Sciences et Techniques** : Domaines d'application
- **Météorologie et Climatologie** : Etude des pluies et du retour à l'atmosphère
- **Géologie, Géographie et Pédologie** : Analyse du comportement hydrologique du bassin
- **Hydraulique** : Mesure et étude des écoulements à surface libre
- **Statistique** : Traitement des données, simulations...
- **Calcul numérique** : Propagation de crue, modélisations et optimisations...
- **Informatique** : Instrument de travail pour les calculs numériques, le stockage des données...

Bien que ces domaines soient intrinsèquement liés les uns aux autres, il est utile de distinguer ces différents aspects de l'hydrologie car l'ingénieur hydrologue est en mesure de planifier, d'étudier et de gérer les projets ayant pour objectif le contrôle de l'usage de l'eau :

- Projet de distribution d'eau potable, industrielle, irrigation...
- Projet de protection contre les inondations ;
- La gestion des barrages ;
- Projet d'irrigation ou de drainage ;
- L'énergie hydraulique ;
- Le transport solide (dépôt ou érosion) ;
- La lutte contre la pollution : étude des débits d'étiage évacuant les effluents, les calories.

2. Le cycle de l'eau et le bilan hydrologique

Le cycle de l'eau, appelé aussi cycle hydrologique, est l'ensemble des cheminements que peut suivre une particule d'eau (Fig. I 1). Ces mouvements, accompagnés de changements d'état, peuvent s'effectuer dans l'atmosphère, à la surface du sol et dans le sous-sol. Chaque particule n'effectue qu'une partie de ce cycle et avec des durées très variables : une goutte de pluie peut retourner à l'océan en quelques jours alors que sous forme de neige, en montagne, elle pourra mettre des dizaines d'années (LABORDE, 2007).

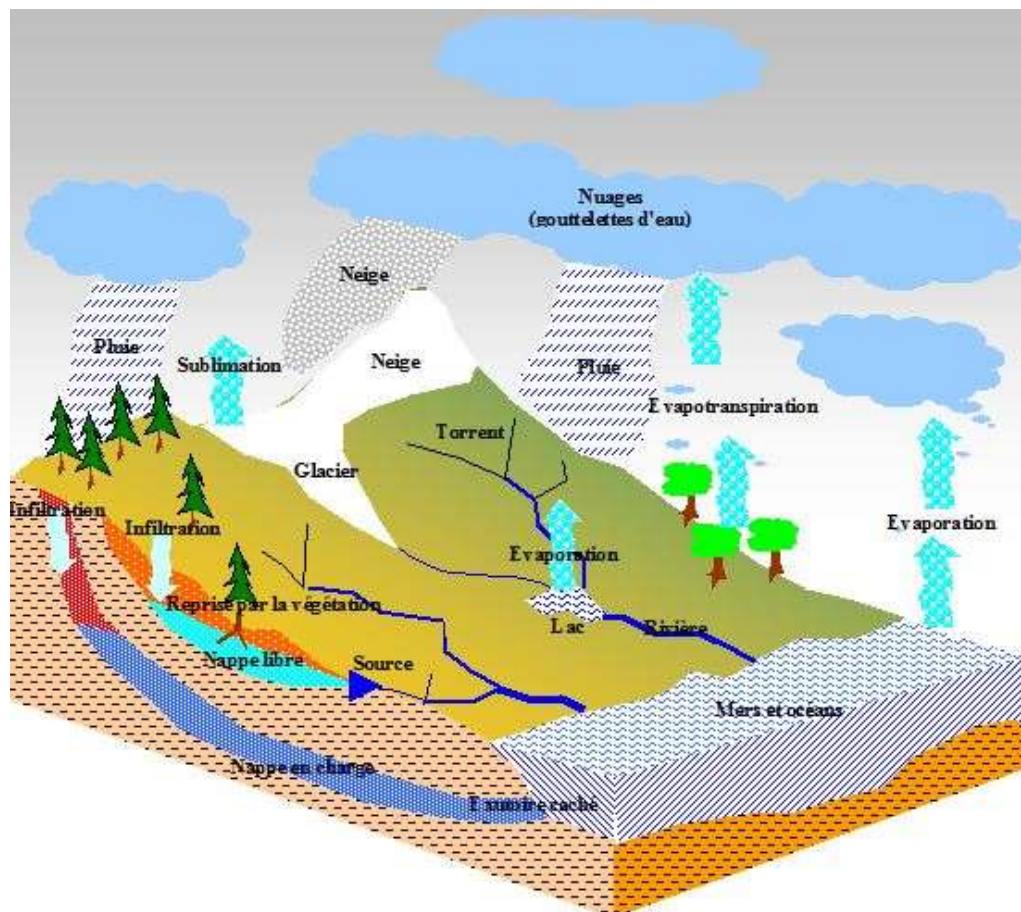


Figure I. 1. Cycle hydrologique

2.1.Stocks, flux et renouvellement

En surface, les terres émergées ne représentent que 146 106 km² sur une surface totale de la planète de 510 106 km² (soit sensiblement 1/4). Cette disparité entre océans et terres est beaucoup plus accentuée entre eaux douces et eaux salées.

Le bilan des eaux sur le globe a été établi approximativement dans le Tableau 1.1

Tableau I. 1. Répartition des eaux sur le globe terrestre (Gleick, 1993)

Lieux	Volumes (1000 km ³)	% du volume total
Lacs d'eau douce	125	0.620
Rivières	1.25	
Humidité du sol	65	
Eaux souterraines	8250	
Lacs salés	105	0.008
Atmosphère	13	0.001
Calotte glacière et neige	29200	2.100
Mers et océans	1320 000	97.250
Total	1360 000	100.00

D'après ce bilan, seulement 2.5% environ du total constituent le volume d'eau douce. L'homme ne peut contrôler et exploiter qu'une part très faible de cette eau douce.

On appelle "taux de renouvellement" le rapport du stock au flux qui l'alimente et "temps de séjour" l'inverse du taux de renouvellement. Plus le temps de séjour est important, plus l'inertie du système est importante : c'est par exemple le cas des eaux souterraines où il atteint couramment, pour des nappes importantes, 10 à 50000 ans ; en revanche la quasi-totalité des eaux continentales ont un temps de séjour relativement limite, de l'ordre de quelques jours à un an.

2.2. Inertie de système

Avant d'aborder ce sujet, il est indispensable de répondre aux questions suivantes :

- a) D'où vient l'eau de sources et des rivières ?
- b) D'où provient l'eau de la pluie ?
- c) Pourquoi la mer ne se remplit pas ?

La réponse à ses questions dépend des échelles de temps et de l'espace.

A l'échelle planétaire ou continentale, l'eau s'évapore des océans pour former des nuages. Ces derniers se déplacent vers les continents et se transforment partiellement en pluie. Ces précipitations alimentent les rivières et les nappes aquifères dont un notable volume retourne à son point de départ, les océans, pour boucler ce que l'on appelle « le cycle hydrologique » (Fig. I 2). Ce cycle est perturbé par l'homme (barrages, irrigation, pollution)

Sous l'effet du rayonnement solaire, l'eau évaporée (E) à partir du sol, des océans et des autres surfaces d'eau, entre dans l'atmosphère. L'élévation d'une masse d'air humide permet le refroidissement général nécessaire pour l'amener à saturation et provoquer la condensation de la vapeur d'eau sous forme de gouttelettes constituant les nuages, en présence de noyaux de condensation. Puis la vapeur d'eau, transportée et temporairement emmagasinée dans les nuages, est restituée par le biais des précipitations (P) aux océans et aux continents. Une partie de la pluie qui tombe peut-être interceptée par les végétaux puis être partiellement restituée sous forme de vapeur à l'atmosphère. La pluie non interceptée atteint le sol. Suivant les conditions données, elle peut alors s'évaporer directement du sol, s'écouler en surface jusqu'aux cours d'eau (ruissellement de surface R) ou encore s'infiltrer dans le sol. Il peut aussi y avoir emmagasinement temporaire de l'eau infiltrée (I) sous forme d'humidité dans le sol, que peuvent utiliser les plantes. Il peut y avoir percolation vers les zones plus profondes pour contribuer au renouvellement des réserves de la nappe souterraine. Un écoulement à partir de cette dernière peut rejoindre la surface au niveau des sources ou des cours d'eau. L'évaporation à partir du sol, des cours d'eau, et la transpiration des plantes complètent ainsi le cycle.

Ces divers mécanismes sont rendus possibles par un élément moteur, le soleil, organe vital du cycle hydrologique.

Le bilan hydrologique peut s'exprimer par l'équation suivante :

$$P = E + R + I \quad (\text{I. 1})$$

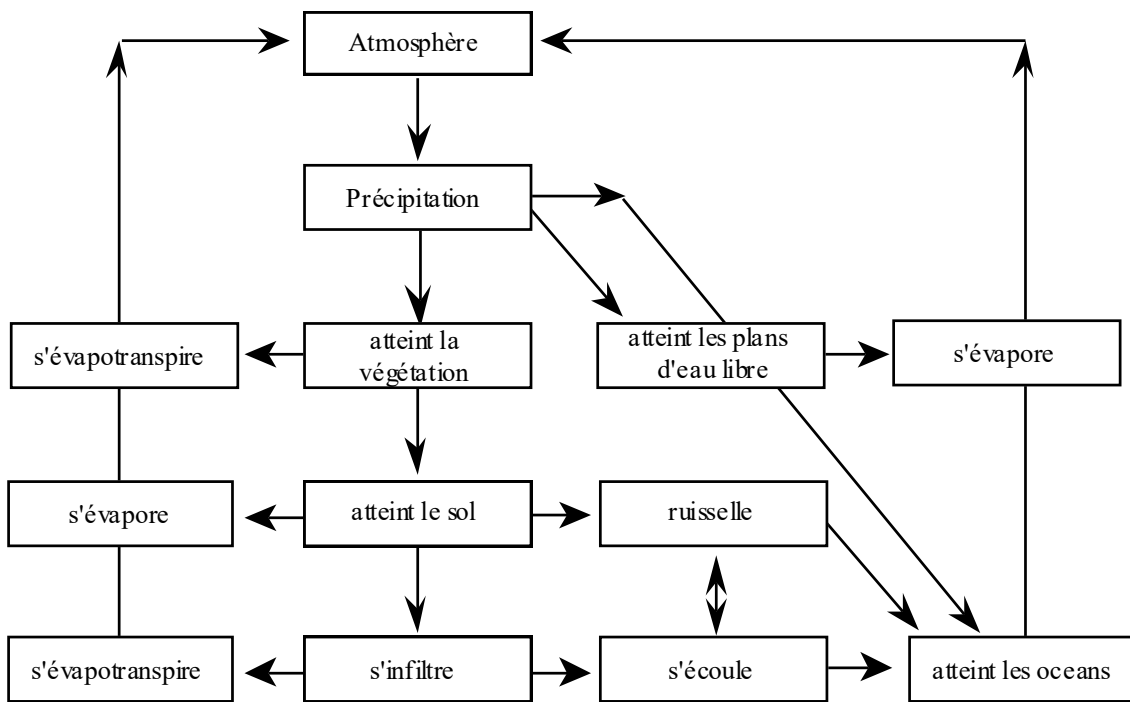


Figure I. 2. Inertie de système

3. Éléments du bilan hydrologique

La structure hydrologique montre les différents processus intrinsèques du bilan hydrique (Fig. I. 3). Ainsi, on peut voir que l'hydrologie est représentée en deux phases :

- Phase terrestre qui simule le ruissellement, l'infiltration, l'évapotranspiration, l'exportation et le transport de sédiments et d'éléments nutritifs vers les cours d'eau de chaque sous bassin.
- Phase d'acheminement du cycle hydrologique (routage) qui caractérise le déplacement de l'eau, des sédiments, transport des particules, depuis leur entrée dans le réseau jusqu'à l'exutoire du bassin.

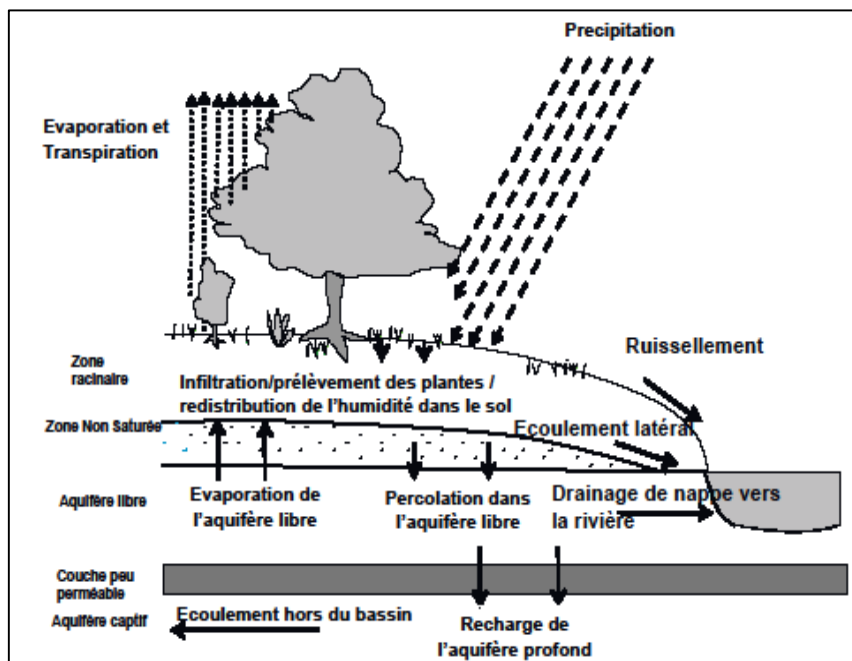


Figure I. 3. Eléments de bilan hydrologique (Arnold and Fohrer, 2005)

3.1. Phase terrestre

La phase terrestre de l'hydrologie regroupe l'ensemble des échanges verticaux (évapotranspiration, infiltration et percolation) et horizontaux (écoulement de surface et hypodermique).

3.1.1. Processus verticaux

Cinq flux verticaux sont présentés (Fig. I. 4) : l'infiltration de l'eau dans le sol, la percolation de l'eau au sein du profil de sol, la transpiration de la végétation, l'évaporation du sol (ou sublimation de la neige) et enfin la recharge profonde qui alimente les aquifères. Nous présenterons succinctement comment ces différents flux sont estimés.

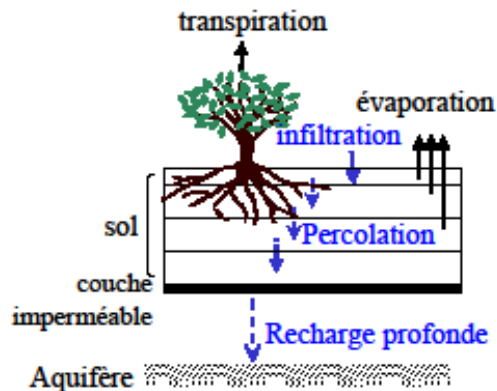


Figure I. 4. Schématisation des processus verticaux de la phase terrestre (Arnold et al., 1998)

3.1.1.1. Infiltration

L'infiltration désigne le mouvement de l'eau pénétrant dans les couches superficielles du sol et l'écoulement de cette eau dans le sol et le sous-sol, sous l'action de la gravité et des effets de pression. Le taux d'infiltration est donné par la tranche ou le volume d'eau qui s'infiltre par unité de temps (mm/h ou m³/s). La capacité d'infiltration est la tranche d'eau maximale qui peut s'infiltrer par unité de temps dans le sol et dans des conditions données.

a. La capacité d'infiltration

Chaque type de sol a une capacité d'infiltration f différente. Un sol graveleux ou sableux absorbe toute la précipitation et ne permet pratiquement pas d'écoulement superficiel avant sa saturation, même au cours d'une très forte averse. Au contraire un sol argileux résiste à l'infiltration et sa surface reste recouverte d'eau, même sous une faible pluie.

On distingue la capacité d'infiltration réelle de la capacité d'infiltration potentielle, celle-ci étant définie comme étant infiltration sans limitation d'apport d'eau à la surface.

Si l'on compare l'intensité de la pluie et la capacité d'infiltration d'un sol, il existe deux possibilités :

- Tant que l'intensité de la pluie est inférieure à la capacité d'infiltration, l'eau s'infiltre aussi vite qu'elle est fournie. Le régime d'infiltration est dans ce cas déterminé par le régime d'alimentation. C'est le cas au début du processus. Le temps nécessaire pour évaluer la capacité d'infiltration est variable. Il dépend principalement des conditions antécédentes d'humidité du sol et de l'averse. Le temps requis est d'autant plus long que le sol est sec et que le régime d'alimentation est voisin de la conductivité hydraulique à saturation K_s .

- Lorsque l'intensité des précipitations est supérieure à la capacité d'infiltration du sol, l'excédent d'eau s'accumule en surface ou dans les dépressions formant des flaques, ou bien encore s'écoule en suivant les dénivelés topographiques. Dans ce cas, on a atteint **le temps de submersion** et l'on parle d'infiltration à capacité (le régime d'infiltration est limité par la capacité d'infiltration du sol). Comme la détermination du seuil de submersion définit le début de l'écoulement superficiel (principe de Horton), on peut alors déduire la lame ruisselée provoquée par une averse (volume du ruissellement divisé par la surface du bassin versant). Celle-ci correspond à la pluie nette (Fig. I.5).

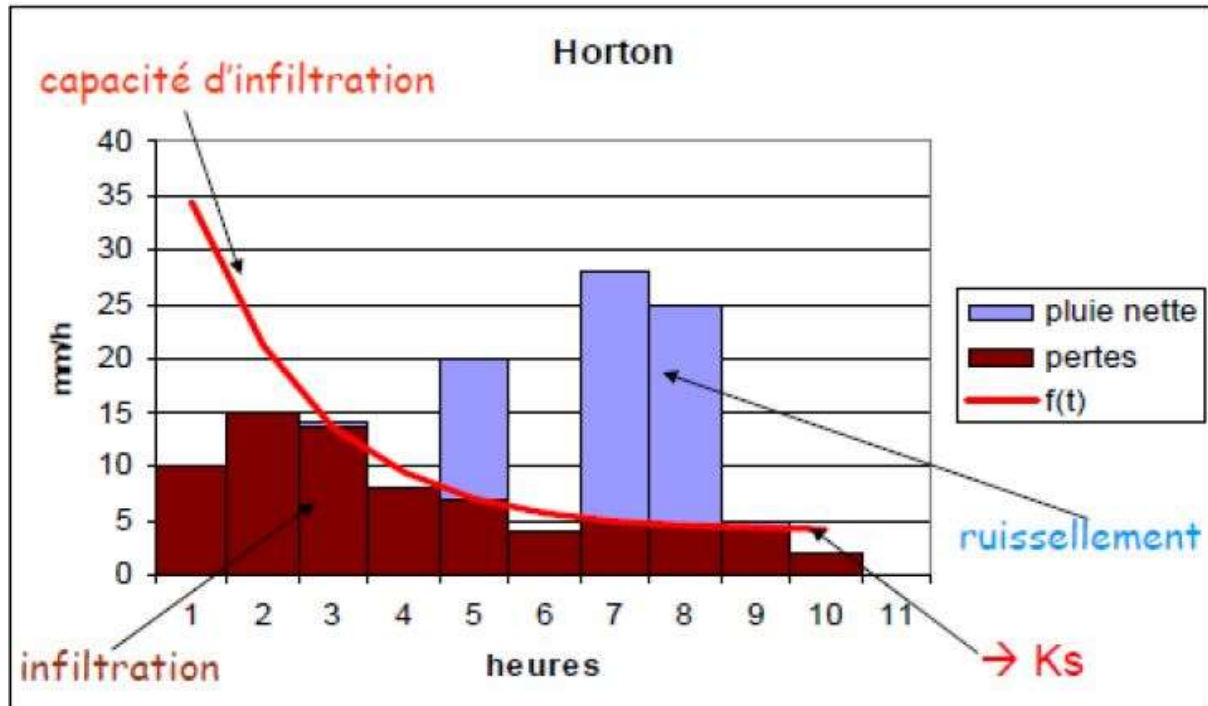


Figure I. 5. Régime d'infiltration et capacité d'infiltration d'un sol (Carsel and Parrish (1988) in Sayah et al., 2016)

Les relations empiriques expriment une décroissance de l'infiltration en fonction du temps à partir d'une valeur initiale (soit exponentiellement, soit comme une fonction quadratique du temps) qui tend vers une valeur limite, en général **Ks** mais pouvant être proche de zéro. Citons à titre d'exemple deux formules empiriques :

- **La formule de Horton** - La capacité d'infiltration s'exprime comme suit :

$$i(t) = i_f + (i_0 - i_f)e^{-r \cdot t} \quad (\text{I. 2})$$

Avec :

$i(t)$: capacité d'infiltration au temps t [mm/h],

i_0 : capacité d'infiltration respectivement initiale dépendant surtout du type de sol [mm/h],

i_f : capacité d'infiltration finale [mm/h],

t : temps écoulé depuis le début de l'averse [h],

r : constante empirique, fonction de la nature du sol [min^{-1}].

L'utilisation de ce type d'équation, quoique répandue, reste limitée, car la détermination des paramètres, i_0 , i_f , et r présente certaines difficultés pratiques.

- **La formule de l'Institut d'Aménagement des Terres et des Eaux de l'EPFL**

La relation est légèrement différente de celle de Horton (seulement deux paramètres). Elle est du type :

$$i(t) = i_f + a \cdot e^{-bt} \quad (\text{I. 3})$$

Avec :

$i(t)$: capacité d'infiltration au temps t [mm/h],

i_f : capacité d'infiltration finale [mm/h],

a et b : coefficients d'ajustement.

Cette relation a l'avantage de permettre la recherche de relations fonctionnelles, d'une part entre la capacité limite (ou finale) d'infiltration et la texture du sol, d'autre part entre le paramètre a et l'humidité volumique. On lève ainsi l'indétermination sur certains paramètres par l'intervention de caractéristiques objectives.

b. Modèles à base physique

Ces modèles décrivent d'une manière simplifiée le mouvement de l'eau dans le sol, en particulier au niveau du front d'humidification et en fonction de certains paramètres physiques. Les deux modèles suivants sont les plus connus :

- Le modèle de Philip - Philip a proposé une méthode de résolution de l'équation de l'infiltration verticale pour certaines conditions initiales et limites. Ce modèle introduit la notion de sorptivité qui représente la capacité d'un sol à absorber l'eau lorsque l'écoulement se produit uniquement sous l'action du gradient de pression. **La sorptivité** est définie par la lame infiltrée I en écoulement horizontal. Elle dépend des conditions initiales et des conditions aux limites du système. Elle est fonction des teneurs en eau initiale du sol et imposée en surface.
- Le modèle de Green et Ampt (1911) - Un autre modèle tout aussi connu que le précédent est celui de Green et Ampt fondé sur la loi de Darcy et la conservation de la masse. Ce modèle repose sur des hypothèses simplificatrices qui impliquent une schématisation du processus d'infiltration.

3.1.1.2. Percolation et drainage

S'il y a plusieurs horizons (couches) au sein du profil de sol. Chaque couche est caractérisée par une profondeur, une conductivité hydraulique à saturation (K_{sat}), une réserve utile (l'humidité à la capacité au champ (SW_{cc}) à laquelle est retranchée l'humidité au point de flétrissement permanent (SW_{PFP})), une densité apparente et un contenu en argile (l'humidité au point de flétrissement permanent est fonction de la densité apparente et du contenu en argile). Il y a drainage lorsque, au sein d'une couche, le contenu en eau du sol (SW) dépasse l'humidité à la capacité au champ et que la couche inférieure n'est pas saturée. Le flux de percolation (**perc**), est fonction du volume d'eau excédentaire ($SW - SW_{cc}$), de la conductivité hydraulique à saturation du sol (K_{sat}) et de la différence entre humidité à saturation (SW_{SAT}) et humidité à la capacité au champ. Où Δt le pas de temps.

$$perc = (SW - SW_{cc}) * \left[1 - \exp\left(\frac{-\Delta t}{TT_{perc}}\right) \right] \text{ et } TT_{perc} = \frac{SW_{SAT} - SW_{cc}}{K_{sat}} \quad (\text{I. 4})$$

3.1.1.3. Transpiration et évaporation

L'évaporation se définit comme étant le passage de la phase liquide à la phase vapeur, il s'agit de l'évaporation physique. Les plans d'eau et la couverture végétale sont les principales sources de vapeur d'eau. On parle de sublimation lors du passage direct de l'eau sous forme solide (glace) en vapeur. Le principal facteur régissant l'évaporation est la radiation solaire.

Le terme évapotranspiration englobe l'évaporation et la transpiration des plantes. On distingue :

- L'évapotranspiration réelle (ETR) : somme des quantités de vapeur d'eau évaporées par le sol et par les plantes quand le sol est à une certaine humidité et les plantes à un stade de développement physiologique et sanitaire spécifique.
- L'évapotranspiration de référence (ET₀) (anciennement évapotranspiration potentielle) : quantité maximale d'eau susceptible d'être perdue en phase vapeur, sous un climat donné, par un couvert végétal continu spécifié (gazon) bien alimenté en eau et pour un végétal sain en pleine croissance. Elle comprend donc l'évaporation de l'eau du sol et la transpiration du couvert végétal pendant le temps considéré pour un terrain donné.

L'évaporation est une des composantes fondamentales du cycle hydrologique et son étude est essentielle pour connaître le potentiel hydrique d'une région ou d'un bassin versant. En général, des analyses spécifiques d'évaporation devront être faites pour des études de bilan et de gestion de l'eau par les plantes.

a. Mesure de l'évaporation

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer l'évaporation à partir d'une surface d'eau libre. Ces méthodes peuvent être divisées en trois grandes catégories :

- Mesures directes de l'évaporation en certains sites de mesures. L'extrapolation de ces mesures ponctuelles à une région se fait, en général, par des coefficients d'ajustements (l'évaporomètre de Piche, les balances d'évaporation et les bacs d'évaporation)
- Méthodes empiriques qui sont le résultat d'un traitement statistique des observations disponibles concernant certains éléments physiques ou atmosphériques facilement mesurables, qui expliquent l'évaporation. Des analyses de corrélation conduisent à développer des relations mathématiques entre ces éléments et l'intensité et la variabilité de l'évaporation (L'équation originale de DALTON, HORTON (1917) et MEYER.
- Méthodes analytiques qui font appel au bilan énergétique (Méthode du bilan hydrique).

b. Mesure de l'évapotranspiration

Les méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration peuvent être divisées en 3 groupes :

- Mesures directes in situ ;
- Analytiques, basées sur le bilan hydrique ou sur le bilan énergétique ;
- Empiriques, basées sur l'analyse statistique des observations (Formule de THORNTHWAITE, de BLANEY et CRIDDLE et formule de TURC).

Cependant, la mesure de l'évapotranspiration réelle (ETR) peut être effectuée de façon ponctuelle et directe en se basant par exemple, sur les pertes en eau d'une case lysimétrique portant de la végétation.

L'évapotranspiration de référence ET₀ est calculée directement à partir de mesures liées au pouvoir évaporant de l'air (température, humidité, pression, etc.).

- Modèles à base physique

La transpiration et l'évaporation du sol sont fonction de l'évapotranspiration potentielle (ETP). Il existe trois façons d'estimer l'ETP : (Hargreaves, 1975), (Priestley and Taylor, 1972) et Penman-Monteith (1948).

$$\text{Hargreaves:} \quad \lambda E_0 = 0.0023 * H_0 * (T_{mx} - T_{mn})^{0.5} * (\bar{T}_{av} + 17.8) \quad (1.5)$$

$$\text{Priestley-Taylor:} \quad \lambda E_0 = \alpha_{pet} * \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} * (H_{net} - G) \quad (1.6)$$

Penman-Monteith:
$$\lambda E_0 = \frac{\Delta(H_{net}-G)+\rho_{air}*C_p*\frac{e_z^0-e_z}{r_a}}{\Delta+\gamma*\frac{1+r_c}{r_a}} \text{ et } r_c = \frac{r_1}{0.5*LAI} \quad (1.7)$$

Avec λ la chaleur latente de vaporisation (MJ kg^{-1}), E_0 l'ETP (mmj^{-1}), H_0 le rayonnement incident ($\text{MJ m}^{-2} \text{j}^{-1}$), T_{mx} , T_{mn} et \bar{T}_{av} les températures maximale, minimale et moyenne du jour ($^{\circ}\text{C}$) ; α_{pet} un coefficient, Δ la pente de la courbe température-pression de vapeur saturante ($\text{kPa } ^{\circ}\text{C}^{-1}$), γ la constante psychrométrique ($\text{kPa } ^{\circ}\text{C}^{-1}$), H_{net} le rayonnement net ($\text{MJ m}^{-2} \text{j}^{-1}$) et G le flux de chaleur dans le sol ($\text{MJ m}^{-2} \text{j}^{-1}$), ρ_{air} la densité de l'air (kg m^{-3}), C_p la chaleur spécifique à pression constante ($\text{MJ kg}^{-1} ^{\circ}\text{C}^{-1}$), e_z^0 la pression de vapeur saturante de l'air à la hauteur z (kPa), e_z la pression de vapeur d'eau de l'air à la hauteur z (kPa), r_c la résistance de la canopée (s m^{-1}), r_a la résistance aérodynamique (s m^{-1}), r_1 la résistance minimale foliaire (s m^{-1}) et LAI l'indice de surface foliaire.

Selon Maidment (1992), le formalisme d'Hargreaves ne peut être appliqué que pour l'obtention d'estimations moyennes mensuelles d'ETP, une estimation d'ETP journalière par cette formule n'est pas fiable. Le formalisme de Priestley Taylor pour sa part est conseillé pour des régions humides : en région sèche il aura tendance à sous-estimer l'ETP (Maidment, 1992 et Neitsch *et al.*, 2001). Quant à la formule de Penman-Monteith, elle reste la référence en matière d'estimation de l'ETP.

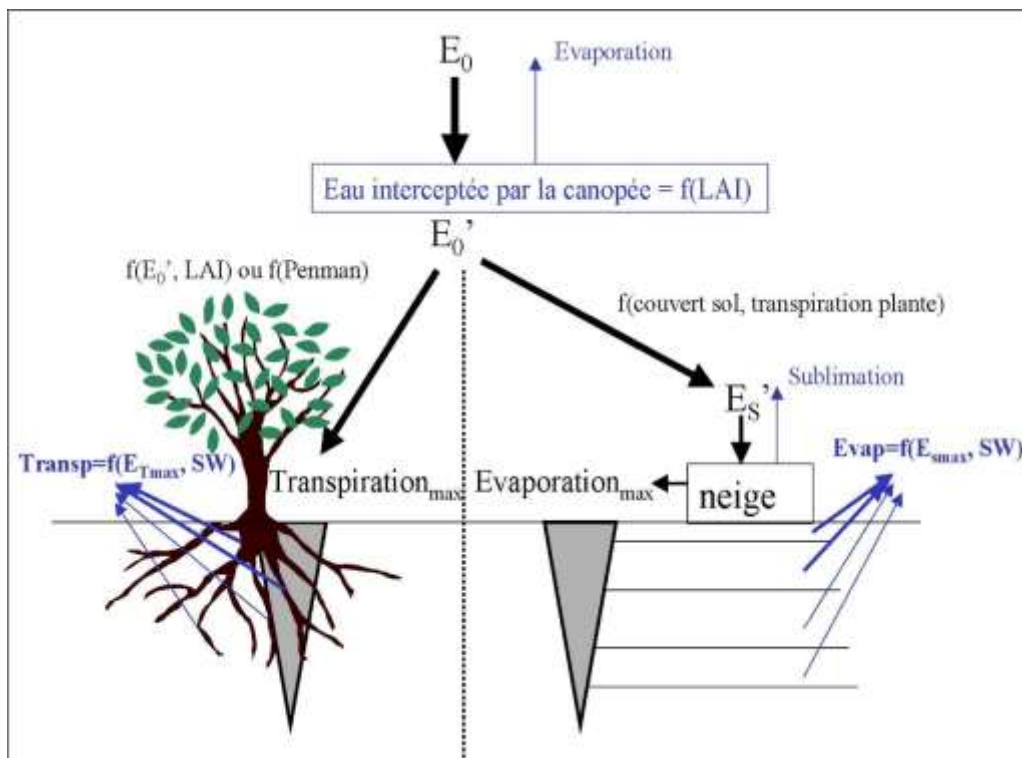


Figure I. 6. Schématisation des réservoirs successifs sur lesquels s'exerce la demande évaporatoire de l'atmosphère

3.1.1.4. Recharge profonde

La recharge de l'aquifère superficiel est fonction des caractéristiques géologiques de l'aquifère et des écoulements profonds à la base du profil de sol. Une fraction de cette recharge peut être acheminée vers l'aquifère profond. De l'eau peut quitter l'aquifère superficiel via « évaporation » vers les couches sus-jacentes sèches et via pompage racinaire directement dans l'aquifère. Le mouvement de l'eau vers les couches sus-jacentes se représente comme une fonction de la demande d'évapotranspiration et d'un facteur « d'évaporation ».

$$W_{rchg,j} = \left(1 - \exp\left[\frac{-1}{\delta_{gw}}\right]\right) * W_{seep} + \exp\left[\frac{-1}{\delta_{gw}}\right] * W_{rchg,j-1} \quad (I. 8)$$

Où $W_{rchg,j}$ est la recharge de l'aquifère superficiel le jour j (mm), δ_{gw} le temps de drainage des formations géologiques sus-jacentes (jour), W_{seep} la quantité totale d'eau quittant le bas du profil de sol (percolation ou écoulements préférentiels) le jour j (mm) et $W_{rchg,j-1}$ la recharge de la veille (mm).

3.1.2. Processus latéraux

Trois types de flux contribuent au débit de rivière (Fig. I. 5) : les ruissellements de surface et de sub-surface ainsi que le flux issu de l'aquifère superficiel,

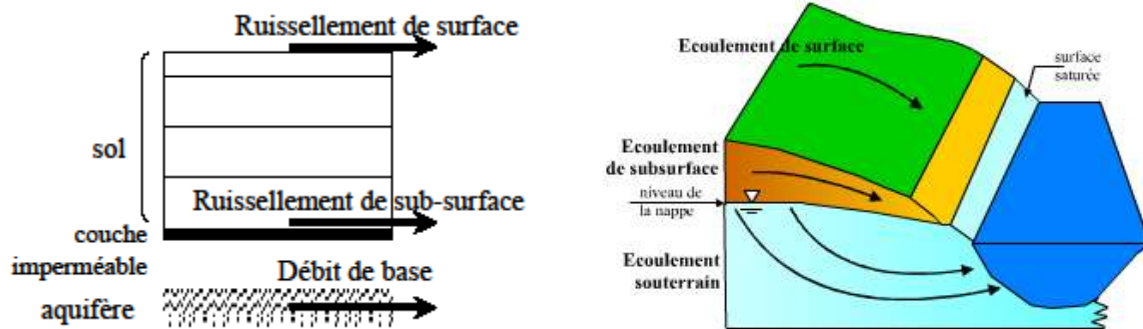


Figure I. 7. Schématisation des flux latéraux de la phase terrestre (Arnold et al., 1998)

3.1.2.1. Ruissellement de surface

La détermination de ce flux est directement liée au calcul de l'infiltration. Comme nous l'avons évoqué précédemment, si la méthode de Green & Ampt est utilisée pour estimer l'infiltration, le ruissellement de surface est obtenu en retranchant l'infiltration cumulée aux précipitations. La méthode du Curve Number (CN), quant à elle, permet le calcul direct du ruissellement de surface. Elle est basée sur une relation empirique (établie à partir de plus de 20 années d'analyse des relations pluie / ruissellement sur des bassins versants différents) d'estimation des volumes de ruissellement sous des occupations du sol et des types de sol variés. L'équation (SCS, 1972) est la suivante :

$$SI R_j > I_j$$

$$Q_{surf} = \frac{(R_j - I_j)^2}{(R_j - I_j + S)} = \frac{(R_j - 0.2S)^2}{(R_j + 0.8S)} \text{ où } S = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \quad (I. 9)$$

Où Q_{surf} est le ruissellement de surface, R_j la pluie du jour j , I_j l'interception initiale du jour j supposée égale à $0.2 * S$ où S est un paramètre de rétention qui dépend du CN,

3.1.2.2. Ruissellement de sub-surface

L'eau percole jusqu'à la base du profil de sol (assimilée à une couche imperméable ou semi-imperméable) où, en s'accumulant, elle peut former une zone saturée (nappe perchée). En se basant sur l'équation de conservation de la masse et en utilisant l'hypothèse de l'approximation de l'onde cinématique (les lignes de flux sont parallèles à la couche imperméable et le gradient hydraulique est égal à la pente), l'écoulement latéral de cette nappe (Q_{lat}) est calculé comme une fonction de la pente et de la longueur du sous bassin ($L_{sousbassin}$) ainsi que de l'humidité ($SW_{cauche, excess}$), la porosité (Φ_d) et la conductivité du sol (K_{sat}).

$$Q_{lat} = 0.024 * \frac{2 * SW_{cauche, excess} * K_{sat} * pente}{\Phi_d * L_{sousbassin}} \quad (I. 10)$$

3.1.2.3. Débit de base

L'aquifère superficiel ne contribue au débit du cours d'eau que si la quantité d'eau stockée dans cet aquifère dépasse une valeur seuil. Le débit issu du réservoir profond est fonction de sa constante de récession.

$$Q_{gw,j} = Q_{gw,j-1} * \exp[-\alpha_{gw} * \Delta t] + W_{rchg} \pm (1 - \exp[-\alpha_{gw} * \Delta t]) \quad (I. 11)$$

Où : $Q_{gw,j}$ est le débit issu de l'aquifère dans le cours d'eau principal au jour j (mm), $Q_{gw,j-1}$ est celui de la veille (mm), α_{gw} est la constante de récession du débit issu du réservoir profond, Δt est le pas de temps (un jour) et W_{rchg} est la recharge de l'aquifère pour le jour j (mm).

3.2. Phase de transfert

Les échelles spatiales sont imbriquées : l'unité sur laquelle tous les flux sont calculés est l'unité élémentaire de calcul. Ces unités situées dans un même sous bassin alimentent la rivière du sous bassin via les différents flux latéraux qu'elles génèrent. Les différents sous bassins sont reliés par le réseau hydrographique. La Figure I. 6 illustre cette imbrication d'échelle et précise les principaux paramètres pris en compte par les différentes fonctions de transfert.

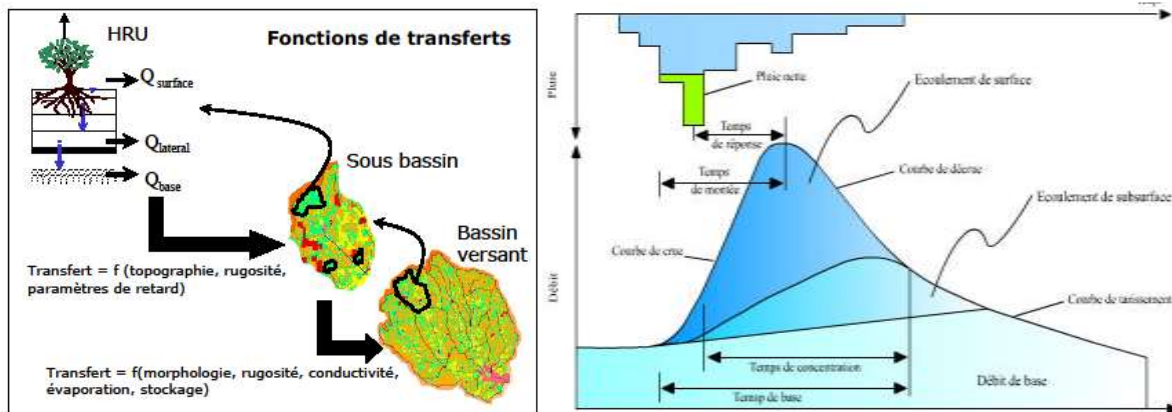


Figure I. 8. Schématisation de l'imbrication d'échelle spatiale et détails des fonctions de transfert appliquées entre les différentes échelles (Arnold and Fohrer, 2005)

3.2.1. D'une unité élémentaire de calcul au cours d'eau du sous bassin d'appartenance

3.2.1.1. Transfert du ruissellement de surface

Le ruissellement de surface est transféré dans le cours d'eau en tenant compte du temps de concentration du sous bassin. Pour chaque sous bassin, le temps de concentration est la somme du temps nécessaire au flux pour atteindre le cours d'eau en partant d'un point du bassin (temps calculé en fonction de la pente moyenne, la longueur de la pente et du coefficient de rugosité de Manning pour la surface du sol) et du temps nécessaire pour parcourir le cours d'eau (dépend de la longueur du cours d'eau, de la pente du cours d'eau, de la superficie du bassin et du coefficient de rugosité de Manning pour le cours d'eau). Un léger ajustement de ce temps est possible via un paramètre de retard.

3.2.1.2. Transfert du ruissellement de subsurface :

Pour tenir compte du phénomène de stockage temporaire, un terme de retard a été intégré dans le calcul de la contribution du ruissellement de subsurface au débit.

$$Q_{Lat} = (\dot{Q}_{Lat} + Q_{Latstor, i-1}) * \left(1 - \exp\left[\frac{-1}{TT_{Lat}}\right]\right) \quad (I. 12)$$

Où Q_{Lat} est le débit de sub-surface dans le cours d'eau, \dot{Q}_{Lat} le débit de sub-surface généré dans le sous bassin, $Q_{Latstor, i-1}$ le flux latéral stocké le jour précédent et TT_{Lat} le temps de retard du ruissellement de sub-surface.

3.2.2. Cheminement de l'eau dans le réseau hydrographique

L'écoulement à surface libre des eaux observé dans le réseau hydrographique est régi par le système d'équations différentielles non linéaires de Barré de Saint Venant, comprenant une équation de conservation et une équation dynamique.

Pour déterminer le débit en tout point du réseau hydrographique, il est nécessaire de proposer deux méthodes dérivées de la théorie de l'onde cinématique : la méthode de stockage variable développée par *Williams (1969)* ou la méthode de Muskingum développée par (*McCarthy, 1938*). Ces méthodes diffèrent par leur conceptualisation du volume de stockage dans un cours d'eau : la méthode de stockage variable considère un stockage en prisme, la méthode de Muskingum y ajoute un terme de stockage du front d'onde.

4. Les précipitations

4.1. Le réseau d'observation

Pour un bassin versant ou une région donnée, les stations pluviométriques forment un réseau d'observations. Elles fournissent des mesures ponctuelles.

Les données relatives aux stations sont d'une haute importance pour les statistiques climatiques, la planification et la gestion des ressources et les projets de construction ; la nature et la densité des réseaux doivent donc tenir compte du phénomène observé, du but des observations, de la précision désirée, de la topographie, de facteurs économiques ou d'autres encore.

La représentativité des précipitations par les mesures est fonction du réseau d'observation. Plus celui-ci est dense, l'information est meilleure et plus l'ensemble des mesures est représentatif de la lame d'eau tombée sur une surface donnée.

L'hydrologue devra donc faire appel à son expérience de terrain pour planifier un réseau. Il tiendra compte du relief et du type de précipitations (frontales, orographiques, convectives). Il s'assurera également des facilités d'accès, de contrôle et de transmission des informations (par l'homme ou par télétransmission : téléphone, satellite, etc.).

4.2. Etude de la pluie dans l'espace

L'apparition de précipitations est liée au mouvement des masses d'air ; or, leur déplacement est fortement influencé par le relief et cela à différentes échelles, par exemple le massif montagneux (effet de foehn) ou le relief de côte (phénomène d'abris). Etudier la pluie dans l'espace ne peut donc généralement se faire qu'en tenant compte du relief à moins que la densité de pluviomètres soit suffisante, ce que l'on rencontre rarement et que sur de petites surfaces.

Considérons un réseau pluviométrique de n stations dans un bassin donné. Notons $P_i(x,y,t)$ les pluies relevées à chaque station i . Parmi les méthodes généralement proposées pour calculer la moyenne des pluies à partir de l'ensemble des mesures ponctuelles obtenues à plusieurs stations pluviométriques sur le bassin ou à proximité, on distingue la méthode de la moyenne arithmétique, la méthode des polygones de Thiessen ou l'utilisation d'isohyètes. Le choix de la méthode dépendra notamment de la longueur de la série de données dont on dispose, la densité du réseau de mesure, et la variation du champ pluviométrique.

4.2.1. Méthode de la moyenne arithmétique

Cette méthode est utilisée quand le réseau de mesure a une répartition homogène consiste à calculer la moyenne arithmétique des valeurs. S'applique uniquement si les stations sont bien réparties et si le relief du bassin est homogène.

$$P_{moyenne} = \left(\frac{1}{n}\right) \sum P_i \quad (\text{I. 13})$$

Cette méthode n'est pas très rigoureuse car elle ne tient pas compte de la répartition spatiale des stations sur le bassin.

4.2.2. Méthode des polygones de Thiessen

Cette méthode appelée encore moyenne pondérée est utilisée quand le réseau de mesure a une répartition non homogène. La précipitation moyenne pondérée P_{moy} pour le bassin, se calcule alors en effectuant la somme des précipitations P_i de chaque station, multipliées par leur facteur de pondération (α_i), le tout divisé par la surface totale A du bassin. Le facteur de pondération est une surface ou aire d'influence déterminée par découpage géométrique du bassin sur une carte topographique

$$\bar{P}_{BV} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = \sum_{i=1}^n \alpha_i P_i \quad \text{Avec} \quad \alpha_i = \frac{S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (\text{I. 14})$$

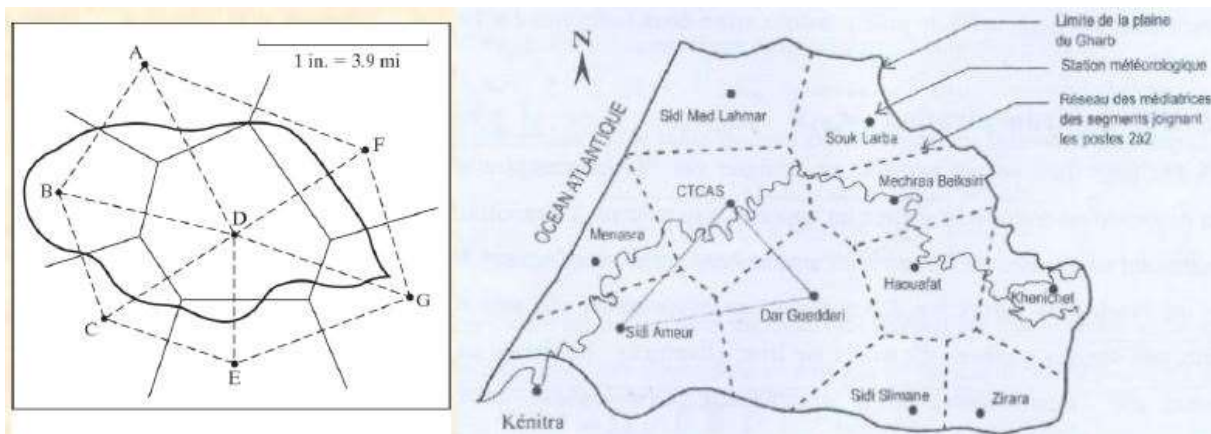


Figure I. 9. Polygones de Thiessen

On remarque alors que les termes α_i appelés coefficients de Thiessen ne dépendent que de la répartition spatiale des postes par rapport au bassin versant. Ils ne dépendent pas de la pluie, donc la construction géométrique est à faire une fois pour toutes et on appliquera α_i à toutes les averses à étudier.

4.2.3. Méthode des isohyètes

Les isohyètes sont des lignes de même pluviosité (iso-valeurs de pluies annuelles, mensuelles, Journalières, etc.). Elles sont construites grâce aux valeurs pluviométriques acquises aux stations du bassin et aux autres stations avoisinantes. Les méthodes d'interpolation sont nombreuses. Les plus sophistiqués font appel à des notions mathématiques et statistiques rigoureuses comme la méthode de **Splines** ou de **Krigeage**. Ces méthodes sont intégrées dans les systèmes SIG et donc le travail peut se faire de manière automatique. La pluie moyenne est alors calculée de la manière suivante :

$$P_{moy} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^k A_i P_i \quad \text{Avec} \quad P_i = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \quad (\text{I. 15})$$

P_{moy} : Précipitation moyenne à l'échelle du bassin ;

K : nombre total d'isohyètes ;

A_i : Surface du polygone associé à la station i ;

A : Surface totale du bassin ($=\sum A_i$) ;

P_i : moyenne des hauteurs h de précipitations entre deux isohyètes i et $i+1$.

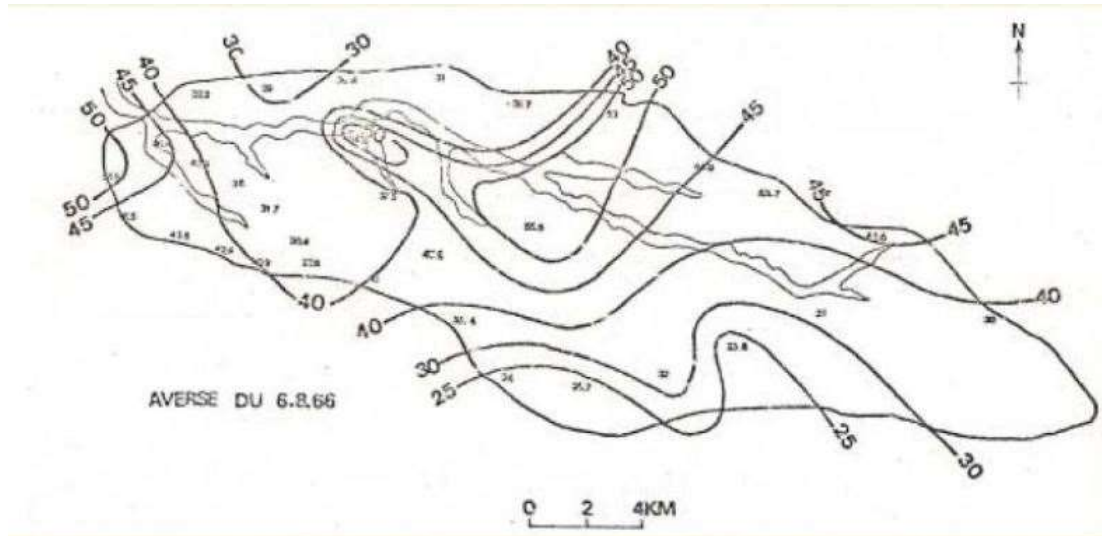


Figure I. 10. Méthode des isohyètes

5. Hydrométrie

Les débits des cours d'eau varient en fonction du temps. Certaines études nécessitent des mesures instantanées de ces débits ; on exécute alors des jaugeages aux instants choisis. Dans la plupart des cas, c'est l'évolution des débits en fonction du temps qui nous intéresse ; on installe alors des stations hydrométriques (appelées également stations de jaugeage).

5.1. Mesure de débits

Actuellement, il n'existe aucune technique opérationnelle qui permette de mesurer directement le débit en fonction du temps. Cette opération se fait généralement dans la pratique de la manière suivante :

- On enregistre en un point du cours d'eau (la station hydrométrique), la hauteur d'eau H en fonction du temps. Cet enregistrement $H(t)$ est appelé "limnigramme"
- A différents instants $t = t_1, t_2, \dots, t_n$, on pratique des mesures instantanées de débits Qt_1, Qt_2, \dots, Qt_n ; ces mesures correspondent à des enregistrements de hauteur synchrone Ht_1, Ht_2, \dots, Ht_n .
- Dans certaines conditions hydrauliques, comme le passage en "section critique", il existe une relation biunivoque entre la hauteur d'eau et les débits. Dans ces conditions, les différents jaugeages (Qt_i, Ht_i) permettent d'établir la relation hauteur-débit appelée **courbe de tarage : $Q(H)$** .
- En combinant la courbe de tarage $Q(H)$ et le limnigramme $H(t)$, on obtient aisément l'évolution du débit en fonction du temps **$Q(t)$ appelé hydrogramme**.

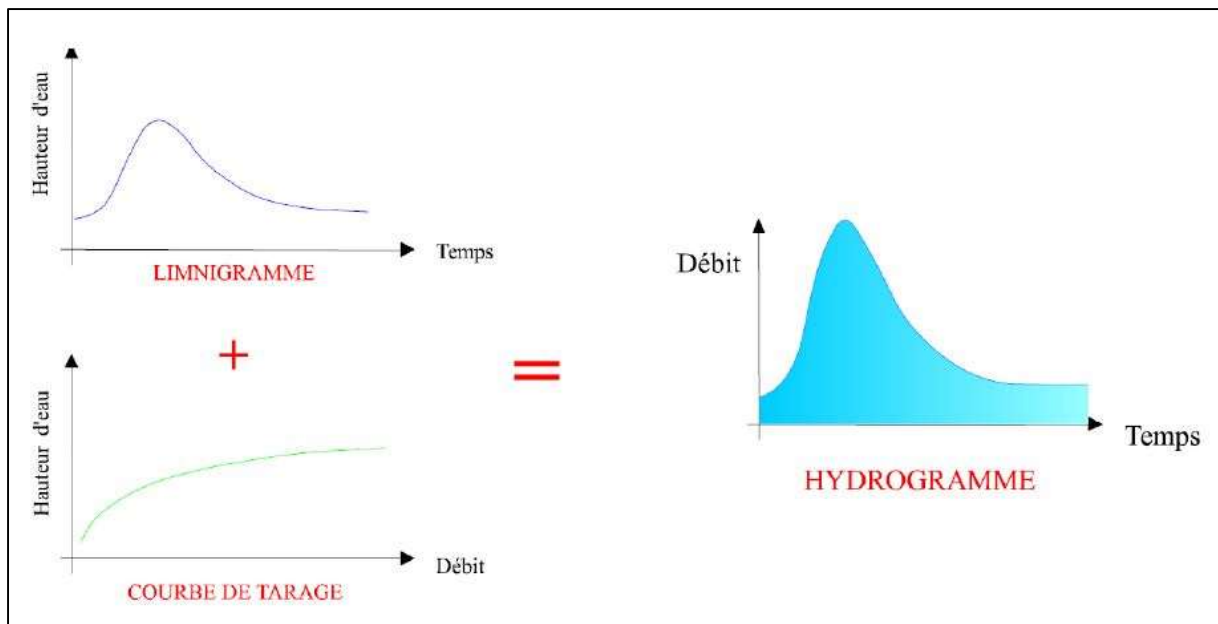


Figure I. 11. Passage d'un limnigramme à un hydrogramme par l'intermédiaire de la courbe de tarage (Musy, 1991 in Cullum, 2009)

5.2. Méthodes de jaugeages

Un jaugeage est donc une mesure quasiment instantanée du débit d'un cours d'eau. Les techniques utilisées sont nombreuses et généralement complémentaires ; elles s'appuient sur des principes très différents selon les cas.

5.2.1. Réservoirs étalonnés

Cette technique simple consiste à mesurer le temps nécessaire Δt , pour remplir un récipient de volume V . On obtient le débit Q par la relation suivante :

$$Q = V/\Delta t. \quad (\text{I. 16})$$

Cette méthode est surtout utilisée pour jauger des sources ou de très petits cours d'eau (débits de l'ordre de quelques litres par seconde au maximum).

5.2.2. Jaugeurs à ressaut

Ces appareils ont pour but de provoquer un passage en régime critique où la relation hauteur-débit est biunivoque et ne dépend théoriquement que des dimensions géométriques de l'appareil.

Ce passage en régime critique est provoqué soit par un rétrécissement de la veine fluide, soit par un relèvement, soit par les deux à la fois. Les avantages de ces appareils par rapport aux déversoirs sont de ne provoquer qu'un faible relèvement de la courbe de remous et de permettre un passage facile au transport solide.

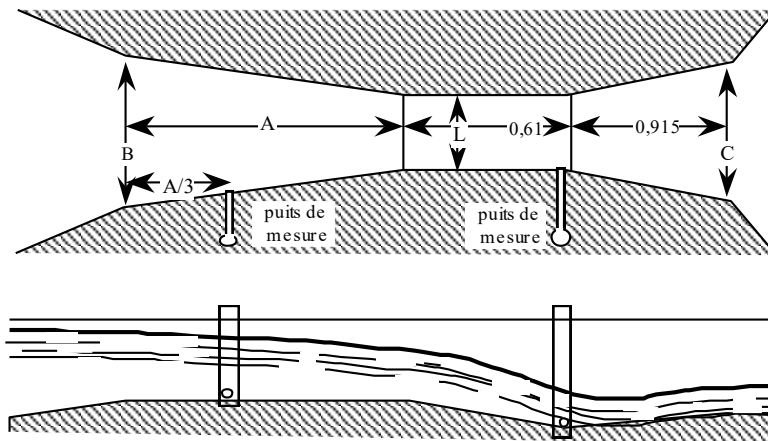


Figure I. 12. Jaugeage à ressaut "Jaugeur Parshall" (LABORDE, 2007)

Le jaugeur à ressaut le plus connu est le jaugeur Parshall « figuré ci-dessus ». Les différentes dimensions sont normalisées en fonction de sa largeur L au col.

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,49 L + 1,194 \\ B = 1,196 L + 0,479 \\ C = L + 0,305 \end{array} \right\} \text{ABC et L en mètres}$$

Le débit Q (m^3/s) est fonction de la largeur L au col (m) et de la hauteur d'eau H (m) :

$$Q = 0,372 L (H^{3,28})^x \quad (\text{I. 17})$$

Où l'exposant x dépend de la largeur au col L .

5.2.3. Jaugeages par dilution

Le principe général du jaugeage par dilution est simple. On injecte dans une section I , un traceur à une concentration C_1 ; en un point de prélèvement P situé en aval, on prélève un échantillon d'eau de la rivière et l'on détermine sa concentration C_2 en traceur. Il est alors aisé d'établir la relation entre le débit Q du cours d'eau et les concentrations C_1 et C_2 , soit par l'égalité des flux, soit par la conservation des masses entre les points P et I selon les procédés d'injection.

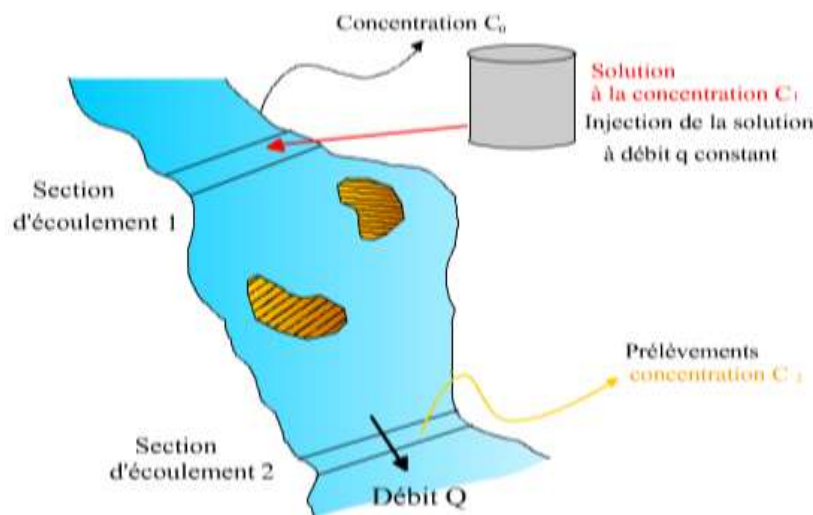


Figure I. 13. Jaugeages par dilution

A priori, le nombre de traceurs utilisables est élevé ; cependant, il est souhaitable qu'ils possèdent les qualités suivantes : facilement solubles dans l'eau, stables chimiquement en solution, non toxiques, facilement dosables et à faibles concentrations, peu coûteux, non

adsorbable par les matières en suspension ou au contact des rives (argiles), non préexistants dans le cours d'eau (si possible) ou à faible concentration.

5.2.4. Jaugeages par exploration du champ des vitesses

Soit une section droite S d'un cours d'eau ; le débit dans cette section se définit comme le flux du vecteur vitesse à travers S .

$$Q = \int_{RG}^{RD} \int_0^{f(x)} V(x,y) \cdot dy \cdot dx \quad (\text{I. 18})$$

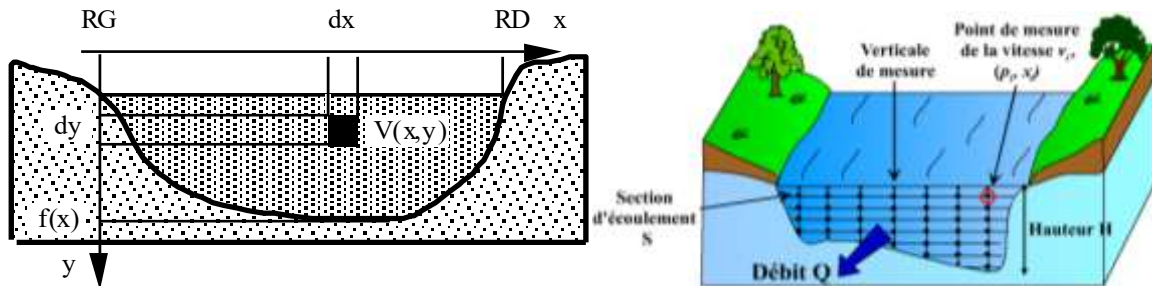


Figure I. 14. Jaugeages par exploration du champ des vitesses

Les jaugeages par exploration du champ des vitesses consistent à étudier la fonction $V(x,y)$ en l'échantillonnant suivant différentes valeurs de x et de y . Généralement, on se fixe différentes abscisses (des "verticales") $x_1, x_2, \dots, x_i, x_n$ et sur chaque abscisse x_i , on échantillonne à différentes profondeurs $y_{i1}, y_{i2}, \dots, y_{ij}, \dots, y_{ip}$, la vitesse $V(x_i, y_{ij})$; cette technique est appelée jaugeage "point par point".

5.2.4.1. Le matériel de mesures

La chaîne de mesures comporte différents éléments que nous allons étudier successivement.

a. Les capteurs : les hélices

Le capteur le plus utilisé (tout au moins en Europe) est une hélice. Si on introduit cette hélice dans l'écoulement, la vitesse longitudinale de l'eau va provoquer la rotation de l'hélice. Théoriquement, la relation entre la vitesse de rotation n (en tours/seconde) et la vitesse de l'eau V (en m/s) ne dépend que du pas p de l'hélice :

$$V = n p \quad (\text{I. 19})$$

Dans la pratique, on s'éloigne de cette courbe idéale du fait des frottements et des perturbations des vitesses dues au support de l'hélice. L'étalonnage est fait au laboratoire dans les conditions réelles d'emploi et la relation $V [f(n)]$ est du type :

$$V = a n + b \quad (\text{I. 20})$$

Où : a représente le pas réel et b la vitesse de démarrage (ou vitesse de frottement). Parfois même, on est amené à utiliser deux formules, suivant les plages de vitesses : par exemple, une hélice de pas nominal 0,25 m peut avoir des formules d'étalonnage suivantes :

$$n < 0,59 \quad V = 0,2345 n + 0,017$$

$$n > 0,59 \quad V = 0,2515 n + 0,007$$

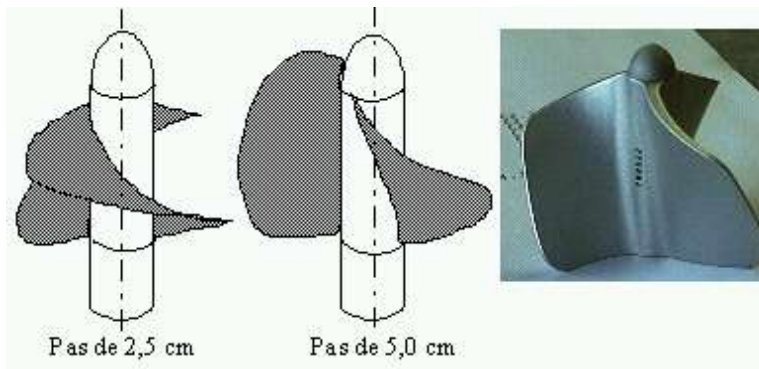


Figure I. 15. Les hélices

b. Traitement du signal : les moulinets

Les moulinets ont pour objet de transformer le mouvement de rotation de l'hélice en impulsions électriques aisément transférables et enregistrables.

Le principe en est simple ; un axe auquel est fixée l'hélice est entraîné dans son mouvement de rotation. La partie arrière de cet axe porte, soit une vis sans fin qui par un système d'engrenage ferme un circuit électrique à chaque tour, soit un aimant dont la rotation provoque la fermeture d'un contacteur magnétique. L'axe du moulinet est porté par des paliers de haute précision à très faible frottement.

c. Enregistrement : les compteurs

Les compteurs ont pour objet de totaliser les impulsions électriques émises par le moulinet. La cadence maximale d'enregistrement est généralement de 10 hHz (10 impulsions/seconde) ; les modèles les plus récents montent à 20 Hz.

d. Les supports

Nous avons vu quels étaient les trois éléments principaux de la chaîne de mesures ; reste maintenant à positionner le capteur à différentes profondeurs suivant une verticale. Deux supports sont possibles : Les perches et micro-perches



Figure I. 16. Micro-moulinet sur perche et moulinet sur perche à intégration (Laborde, 2007)

5.2.4.2. Choix des verticales :

Le nombre de verticales doit être suffisant pour bien définir la section mouillée et la répartition des vitesses. Ce nombre est variable et il est bien difficile de fixer une règle stricte. Disons que généralement 5 à 20 verticales sont suffisantes mais le choix est une question d'appréciation sur le terrain. On multipliera les verticales par des hétérogénéités de la section.

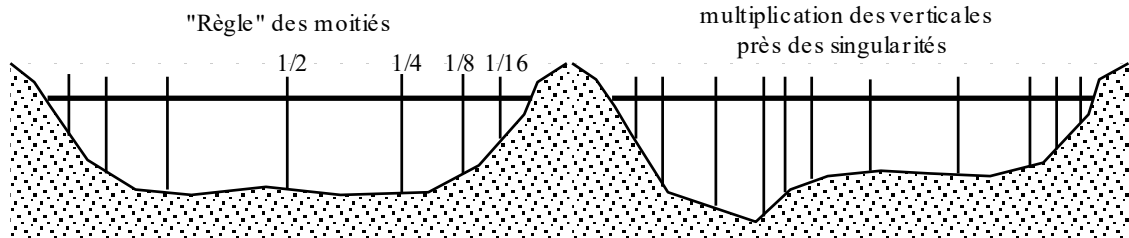


Figure I. 17. Nombre et disposition des verticales

Dans les cas simples, on pourra appliquer la "règle" dite des moitiés avec une verticale au milieu, deux aux quarts, deux aux huitièmes, deux aux seizièmes de la section. Dans le cas d'un jaugeage point par point, le nombre de mesures par verticale dépend de la profondeur totale et de la variabilité des vitesses.

5.2.4.3. Exploitation du jaugeage

On interprétera le jaugeage en considérant successivement chaque verticale et on porte dans un graphique les couples hauteur-vitesse. On interpole à partir de ces points, le profil des vitesses le plus vraisemblable. On intègre ensuite ce profil dont l'aire inférieure appelée P.U. (profil unitaire) est :

$$\text{P.U. (x)} = \int_0^{h(x)} V(x,y) dy \quad (\text{en m}^2/\text{s}) \quad (\text{I. 21})$$

Si on a procédé à un jaugeage par intégration, on calcule directement le P.U. (x) à partir de la vitesse moyenne sur la verticale $\overline{V(x)}$ et de la profondeur $h(x)$: $\text{P.U. (x)} = h(x) \overline{V(x)}$

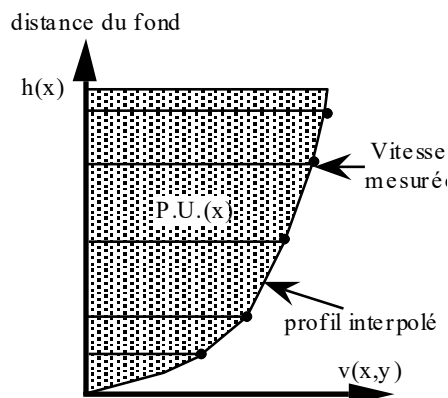


Figure I. 18. Profil unitaire (PU)

Ayant déterminé les différents P.U. (x), on les reporte directement en fonction de l'abscisse x des verticales. On interpole le profil en travers des P.U. en s'appuyant sur les différentes verticales exploitées et les rives gauches et droites.

L'intégrale de ce profil en travers n'est autre que le débit puisque :

$$\int_{RG}^{RD} P.U.(x) dx = \int_{RG}^{RD} \int_0^{h(x)} v(x,y) dx dy = Q \quad (I. 22)$$

Notons que ces deux intégrations graphiques successives sont faites impérativement au moins une fois sur le terrain car il est hors de question de quitter un site sans avoir exploité le jaugeage (en cas d'erreur, on peut recommencer le jaugeage). L'intégration se fait en comptant les centimètres-carré sur un papier millimétré ou en utilisant une calculatrice (intégration discrète par les trapèzes). Au retour au bureau, on vérifiera la première exploitation (si possible par un autre opérateur) en utilisant un planimètre ou une table à digitaliser.

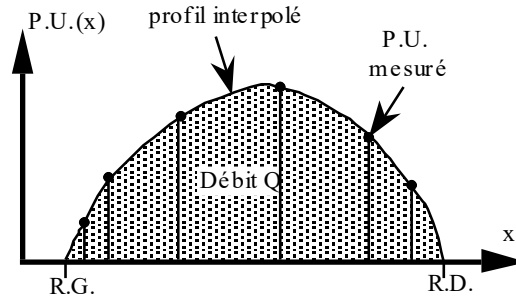


Figure I. 19. Débit reconstitué

5.2.4.4. Jaugeages par "verticales indépendantes"

Lorsque le débit varie rapidement durant le jaugeage, on est confronté à un dilemme :

- Soit faire un jaugeage précis mais plus long, donc avec une incertitude sur H, -
- Soit faire un jaugeage rapide mais moins précis.

Le choix du nombre de verticales et de points de mesures par verticale est un compromis entre ces deux possibilités. Si vraiment le débit varie trop vite, on pourra procéder par "verticales indépendantes".

Ayant choisi un certain nombre de verticales, on les exploite d'une rive à l'autre en notant la hauteur à l'échelle pour chaque verticale. On recommence plusieurs fois les mesures sur chaque verticale et donc pour différentes hauteurs.

Les résultats obtenus sur chaque verticale d'abscisses x_i pour différentes hauteurs H_j sont interprétées pour obtenir comme précédemment les P.U. (x_i, H_j) . Pour chaque verticale, on établit le profil des P.U. (x_i) avec la hauteur H à l'échelle. Ensuite, pour différentes hauteurs H , on interpole les P.U. correspondantes sur les différentes verticales.

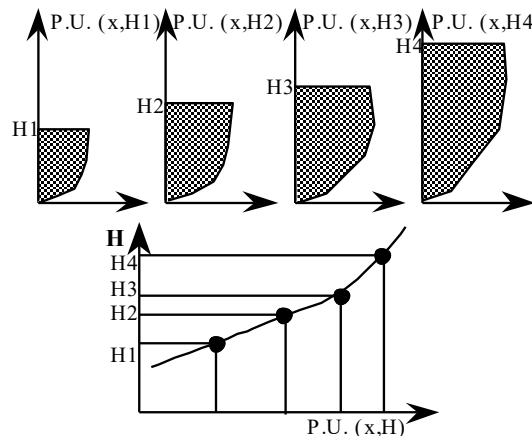


Figure I. 20. Jaugeages par "verticales indépendantes"

Exercices

Exercice 1 : Analyse temporelle des précipitations

Soit la répartition pluviométrique annuelle de la station (Y), présentée dans le tableau (X) :

Années	Pluie en (cm)
1984	32
1985	43
1986	28
1987	56
1988	38
1989	41
1990	37
1991	50

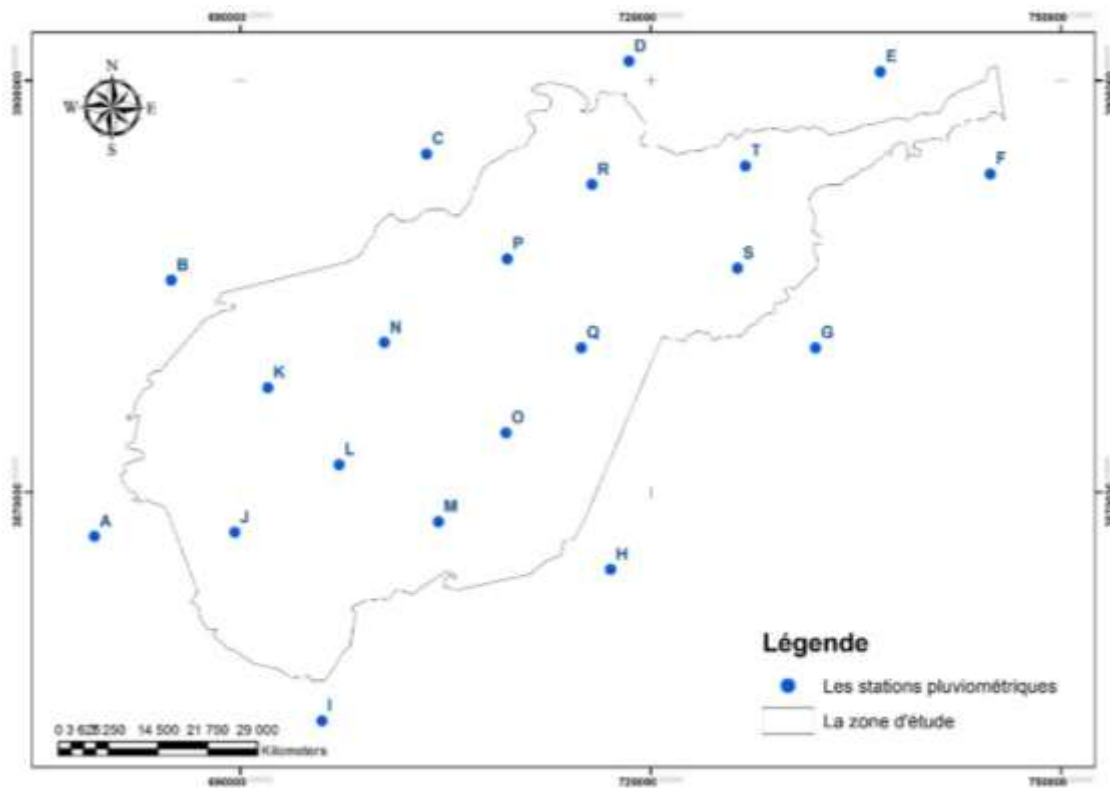
1. Calculer la moyenne annuelle des précipitations ?
2. Tracer la courbe de la variation annuelle des précipitations ?
3. Déterminer les années sèches avec le pourcentage de déficit ?
4. Montrer l'année la plus sèche ?

Exercice 2 : Analyse spatiale des précipitations

A : 1050 ; B :1285 ; C : 1002 ; D : 1011 ; E : 504 ; F : 310 ; G : 201 ; H : 236 ; I :336 ; J : 370 ; K : 600; L : 489; M : 465; N : 314; O : 308; P : 509; Q : 310; R : 509; S : 511; T : 270.

A : Poste pluviométrique et hauteur moyenne annuelle des précipitations exprimées en mm

Surface du bassin : 1183.13 km²



1. Calculer le volume des précipitations en portant de la moyenne pluviométrique ?

$$P_m = \sum P_i / n \text{ avec } V = P_m \cdot S \text{ (en } 10^6 \text{ m}^3/\text{an)}$$

Pm : Précipitations moyennes en mm ;
 n : Le nombre de postes pluviométrique ;
 S : La surface du bassin ;
 V : Le volume des apports par les précipitations en $10^6 \text{ m}^3/\text{an}$.

- Calculer la lame d'eau tombée sur le bassin par la méthode de Thiessen ? On calcule le volume d'eau tombé sur chaque section (Si) délimitée par les médiatrices à l'aide de la relation $V_i = P_i \cdot S_i$
- Estimer la lame d'eau par la méthode des isohyètes ? On calcule le volume d'eau sur chaque surface comprise entre deux courbes d'isohyètes.
- Quelle est la meilleure méthode d'estimation des apports par les précipitations ?
- Calculer l'écart type de la série ainsi que le coefficient de variation ?
- Estimer l'erreur dans l'étude des précipitations à l'aide de la relation $E_r = C_v / \sqrt{n}$?
- Déterminer le nombre de poste nécessaire pour déterminer les précipitations avec un pourcentage d'erreur de l'ordre de 10%.

Exercice 3 : Etude des débits

Un jaugeage a été réalisé au micro moulinet sur une section de l'Oued El-Maleh (Station de TERGA nord) en 20 mars 2008. La largeur de la section de mesure est de 140cm.

L'hélice utilisée : n°06 ; dont les équations de la vitesse sont de la forme :

- $n > 1.18$: $v = 0.5240 \cdot n + 0.002$
- $0.2 < n < 1.18$: $v = 0.4968 \cdot n + 0.034$
- $n < 0.2$: $v = 0.4154 \cdot n + 0.076$

v : Vitesse ; n : nombre de tours.

Les résultats de l'exploration du champ des vitesses au niveau de la section de mesure sont rassemblés au tableau ci-dessous.

- Calculez les vitesses enregistrées au niveau de chaque verticale ?
- Tracez le profil de la section mouillée. Calculez par planimétrie sa surface ?
- Calculez graphiquement le débit qui transite par les deux méthodes :
 - Méthode des paraboles
 - Méthode des isodrones
- Quelle est à votre avis la meilleure méthode d'estimation du débit « pourquoi » ?

Distance (cm)	Profondeur (cm)	Hauteur (cm)	Nombre de tours / 15''	Nombre de tours / s (")	Vitesse (m/s)
RD : 0	21	-	-	-	
20	25	22	23		
		12	29		
		03	10		
50	26	23	32		
		13	26		
		03	14		
80	24	21	34		
		12	29		
		03	19		
110	26	23	28		
		13	30		
		03	12		
RG : 140	10	-	-	-	

Exercice 4 : Etude de l'évapotranspiration

Le tableau ci-dessous représente les précipitations et les températures de la station Es-Sénia pour la période 1930-1992. Il s'agit-là des moyennes mensuelles.

Mois	Précipitations	T [•] min.	T [•] max.	T [•] moyenne
Septembre	13.5	17.2	29.2	
Octobre	36.5	13.2	24.7	
Novembre	45.7	9.1	20.2	
Décembre	62.8	6.3	16.8	
Janvier	57.5	5.5	16	
Février	49.5	6.2	17.2	
Mars	45.4	9.7	20.8	
Avril	37	9.8	21.1	
Mai	25	12.6	23.9	
Juin	7.9	16.2	27.3	
Juillet	1.3	18.8	30.5	
Août	2.2	19.4	31.4	

1. Calculez l'évapotranspiration réelle par la méthode de Turc, suivant la relation :

$$E_r = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

Avec : $L = 300 + 25T + 0.05T^3$

2. Etablir le tableau du bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite. On prendra les réserves utiles égales à 80mm.
3. Calculez le déficit d'écoulement par la méthode de Coutagne :

$$D = P - \gamma P^2 ; \gamma = \frac{I}{0.8+0.14T}$$

4. Calculez le déficit d'écoulement à l'aide de l'abaque de P. Verdeil et celle de Wundt ?
5. Comparez les résultats obtenus par les différentes méthodes ?

Exercice 5 : L'évapotranspiration potentielle

Calculez l'évapotranspiration potentielle non corrigée et corrigée ?

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Moy
T (°C)	25.06	19	15	11	8.49	11.21	13.05	15.2	17.96	23	25	26	
I													
ETP non cor													
K	1.03	0.97	0.86	0.86	0.88	0.85	1.03	1.09	1.2	1.2	1.22	1.16	
ETP cor													

Concepts de probabilité dans les projets de ressources en eau



Ce chapitre vise à doter les étudiants des connaissances et compétences pour les rendre capable à maîtriser :

- Les Traitements préliminaires de données observées : fiabilité, homogénéité et représentativité ;*
- Les notions de base de la statistique descriptive ;*
- Les notions de variable aléatoire et de fonctions de densité ;*
- L'analyse fréquentielle et estimation des événements rares ;*
- Les principales lois de probabilité utilisées en hydrologie ;*
- Les tests d'adéquation ;*
- La notion de régression et de corrélation : application aux relations "Pluie-Débit".*

1. Introduction

Dans la pratique quotidienne d'un hydrologue, la prédétermination des valeurs de pluies et de débits de crues reste un axe de recherche important pour la protection des populations et des biens contre les inondations. En effet, elle permet de répondre aux demandes de dimensionnement d'aménagements spécifiques, comme par exemple les ouvrages de franchissement, les ouvrages de protection, les évacuateurs de crue des barrages, etc.

Cette partie a pour objet de faire le point sur les méthodes d'estimation des pluies et crues. Parmi ces méthodes l'approche probabiliste. Cette dernière est basée sur des modèles statistiques qui traitent le problème en termes de probabilité (ou de temps de retour) en s'appuyant sur le concept de variable aléatoire.

Le choix de l'approche probabiliste amène implicitement à parler de prédétermination des crues. Par le terme prédétermination, nous entendons l'annonce d'un événement futur, avec spécification de son intensité et de la probabilité d'occurrence, sans en définir précisément une date. Cette approche diffère de la notion de prévision par le simple fait que cette dernière s'attache à dater l'annonce d'un événement physique spécifié. Par conséquent la prédétermination est inséparable de la notion de probabilité d'occurrence d'un événement donné ou, de façon équivalente, de sa période de retour (*Otmane et al., 2017*).

2. Traitement préliminaire de données observées. (Fiabilité, homogénéité et représentativité)

Quelle que soit la façon dont les données sont obtenues, il y aura toujours le risque de rencontrer des valeurs erronées. Ces erreurs peuvent être systématiques ou accidentelles.

Toute étude hydrologique devra donc commencer par une critique des données disponibles de façon à éliminer si possible les données les plus suspectes.

Les anomalies dans les séries de données ayant été mises en évidence par des techniques, c'est à l'hydrologue de "décider" si une donnée est "bonne" au "mauvaise". Ce choix s'appuie sur des arguments statistiques plus ou moins objectifs et sur la connaissance plus ou moins subjective que l'on a du phénomène.

En Algérie, les données hydro-pluviométriques proviennent de sources différentes, ces ressources peuvent être fournies par l'Office National de Météorologie (ONM) ou l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). La disparité de ces ressources pose souvent un problème de la qualité des données. Les erreurs les plus souvent rencontrées relèvent de deux catégories :

a. Les erreurs accidentelles et aléatoires dues :

- La collecte au cours de l'observation : Pertes d'eau ; Absence de l'observateur non signalée ; Déguisement de la donnée ou décalage de jour ; Mauvaises conditions de mesure.
- L'inscription sur les originaux et copies : Oublies de virgules ; Mauvaises interprétations des chiffres
- La transmission et saisie de données
- Le calcul des cumuls, moyenne etc.

b. Les erreurs systématiques dues au :

- Déplacement du site d'observation au cours du temps
- Modification de l'environnement immédiat du poste de mesure : déboisement, boisement, urbanisation, construction d'un barrage...
- Problème de dégagement du pluviomètre
- Absence ou remplacement de l'observateur

- La non-conformité du matériel de mesure, défaut d'appareillage non remarqués,

Une information hydro-pluviométrique

- Peut contenir des valeurs observées erronées ;
- Peut être constituée par des séries non homogènes ;
- Peut manquer de quelques valeurs observées ;
- Peut-être courte ne permettant pas d'extraire des paramètres statistiques significatifs.

Ainsi avant toute étude hydrologique, il est recommandé de vérifier si la série des pluies annuelles est homogène (l'échantillon fait bien partie de la même population ou non). Il est nécessaire de faire

- Un examen attentif à « l'œil » des bordereaux et fichiers de données ;
- Des tests graphiques, numériques et statistiques indispensables pour mettre en évidence l'existence d'erreurs systématiques.

2.1. Contrôle, homogénéisation, reconstitution et extension des données

L'objectif de toute analyse de contrôle de qualité des données est de former des séries homogènes fiables et étalées sur une période de temps maximale.

Plusieurs procédés d'analyse des données pluviométriques peuvent être utilisés :

- Contrôle des erreurs : des tests de contrôle statistique et graphiques ;
- Correction des hétérogénéités : des procédés graphiques et numériques d'homogénéisation ;
- Reconstitution ou comblement de données manquantes : Approches d'estimation ou régression linéaire simple ;
- L'extension ou maximisation des séries courtes : Approche par corrélation.

2.1.1. Le comblement des données manquantes.

Plusieurs méthodes d'approche :

- Remplacer les données manquantes par celles observées à la station la plus proche (vérifier la proximité et la position en altitude des deux stations) ;
- Estimer la donnée manquante par la moyenne arithmétique des stations voisines (méthode fiable lorsque les précipitations ne sont pas très irrégulières d'un poste à l'autre « on peut tolérer une différence de 10% ») ;
- Pondérer les précipitations observées dans les stations voisines par l'inverse des carrés des distances D_i qui séparent ces stations avec la station où les données manquent ;

$$W_i = \frac{1}{D_i^2} \quad P_{(x,m)} = \frac{\sum P_i W_i}{\sum W_i} \quad (\text{II. 1})$$

P_i = Précipitations observées aux stations i

D_i = distance qui sépare la station i avec la station où les données manquent

W_i = Coefficient de pondération

- Estimer par la tendance annuelle des stations pluviométriques à l'échelle de la région. Ainsi on peut calculer la valeur manquante $P(x,m)$ en fonction de:

$$P_{x,m} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \frac{P_{i,m}}{P_{i,a}} P_{x,a} \quad \text{pour } i \neq x \text{ et } \sigma_i: \frac{P_{i,m}}{P_{i,a}} P_{x,a} \quad (\text{II. 2})$$

$P_{i,a}$: Précipitation annuelle à la station i

$P_{i,m}$: Précipitation mensuelle à la station i

$P_{x,a}$: Précipitation annuelle à la station x
 $P_{x,m}$: Précipitation manquante mensuelle à la station x
 σ_i Représente la tendance annuelle entre les stations i et x
n: est le nombre de stations existantes.

Exemple de calcul

On connaît aux stations X, A, B, C les précipitations inter annuelles. Les précipitations sont connues aux stations A, B et C. On voudrait estimer la donnée manquante à la station X.

Station	P mensuelle (mm)	P annuelle (mm)
X	P_x	37.9
A	4.1	43.8
B	3.7	36.6
C	5.1	41.9

$$P_{X,m} = \frac{1}{3} \left[P_{X,a} \left[\frac{P_A}{P_{A,a}} + \frac{P_B}{P_{B,a}} + \frac{P_C}{P_{C,a}} \right] \right]$$

$$P_{X,m} = \frac{1}{3} \left[37.9 \left[\frac{4.1}{43.8} + \frac{3.7}{36.6} + \frac{5.1}{41.9} \right] \right] = 4 \text{ mm}$$

- e. Enfin la reconstitution se fait par le biais de procédé de la régression linéaire simple. (Voir après).

2.1.1.1.Méthodes graphiques de contrôle et d'homogénéisation.

La représentation graphique de la série chronologique de la pluie annuelle donne une idée sur la tendance pluviométrique et permet de ressortir les excédents et les déficits d'apports pluviométriques (années humides et années sèches) enregistrées en une station donnée.

Les techniques graphiques existent et permettent de vérifier et confirmer l'existence d'une hétérogénéité dans une série pluviométrique. Parmi ces méthodes on a :

a. Contrôle par le cumul des écarts à la moyenne ou à l'écart type.

En calculant la grandeur Z_i telle que : $Z_i = \sum(X_i - \bar{X})$ sur les pluies annuelles observées (X_i), de moyenne arithmétique \bar{X} et en portant sur un graphique la variation de Z_i en fonction des années i, on peut déceler l'existence d'anomalies dans la série lorsque la courbe Z_i n'oscille pas régulièrement autour de la moyenne générale et s'y écarte trop en une année ou en une période donnée. Ceci peut provenir des erreurs systématiques ou fluctuations accidentelles. Le même processus peut être appliqué par rapport à l'écart type. *La méthode ne permet pas de fournir une preuve, tout au plus un indice qui doit éveiller l'attention.*

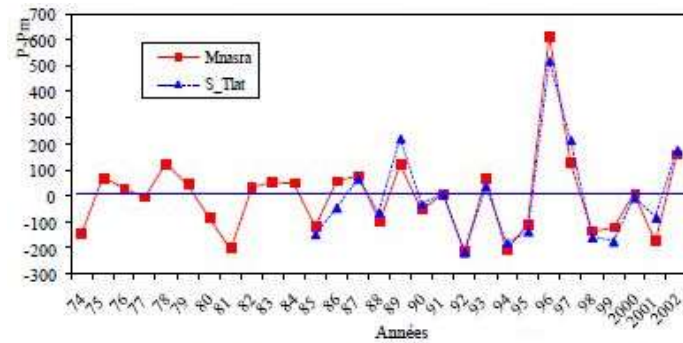


Figure II. 1. Ecart entre la pluie annuelle et la moyenne interannuelle

b. La méthode du double cumul : plus puissante et plus répondue.

L’homogénéisation par cette technique graphique nécessite la connaissance d’une série de données annuelles et homogènes et observées dans une station de référence dite station témoin ou station de base, voisine et régionale avec la station à corriger.

La méthode du double cumul est une méthode bidimensionnelle. Elle est employée pour évaluer, s’il y a lieu, la présence d’une anomalie dans la série étudiée pour la corriger.

- Principe de la méthode :

Il s’agit de comparer la tendance de la station étudiée par rapport à celle de la station témoin, en traçant le graphe des données cumulées à la station étudiée par rapport aux données cumulées de la station témoin.

La méthode est fondée sur le principe suivant : En l’absence d’anomalie, deux stations A, B, voisines mesurent chaque année une pluviométrie annuelle dans un rapport sensiblement constant d’une année à l’autre, que l’année soit sèche ou humide. Soit :

$$\frac{P_A(i)}{P_B(i)} = cte \text{ et est pratiquement indépendant de l'année } i$$

En conséquence les points M(i) de coordonnées les pluies cumulées calculées à chaque station A et B jusqu’à l’année i sont pratiquement alignés. En revanche *si une erreur systématique à la station étudiée s’est produite alors la droite des doubles cumuls présenterait une cassure de sa pente à l’année de l’introduction de l’erreur.*

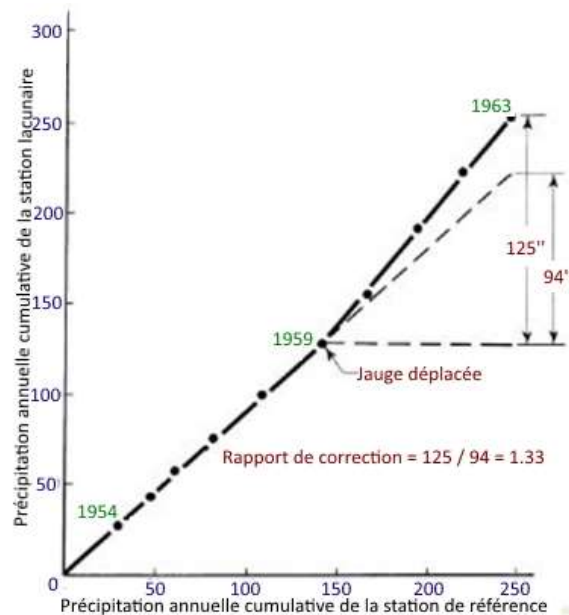


Figure II. 2. Détection de l'anomalie à l'aide de la méthode du double cumul

- **Procédure de l'homogénéisation :**

Dans le cas de présence de points de cassure, deux questions se posent :

- *Quelle portion du graphe faudrait-il corriger, soit donc quelles sont les valeurs du poste étudié à corriger ?*

On regarde l'historique de la station en cherchant des éléments indicatifs pouvant faciliter la prise de décision sur la période à partir de laquelle on soupçonne l'introduction d'erreurs dans les mesures. Dans le cas où aucun élément indicatif n'est disponible, on considérera que les données les plus récentes sont les plus fiables.

- *Comment procéder à la correction ?*

La procédure de correction des données de la portion du graphe non fiable se fait en prolongeant la pente la plus fiable selon la formule :

$$P_{\text{corrigé}} = \frac{S_{\text{ajusté}}}{S_{\text{observé}}} P_{\text{observé}} \quad (\text{II. 3})$$

$P_{\text{observé}}$: est la précipitation mesurée

$P_{\text{corrigé}}$: est la précipitation corrigée

$S_{\text{ajusté}}$: est la pente de la portion du graphe fiable

$S_{\text{observé}}$: est la pente de la portion du graphe à corriger

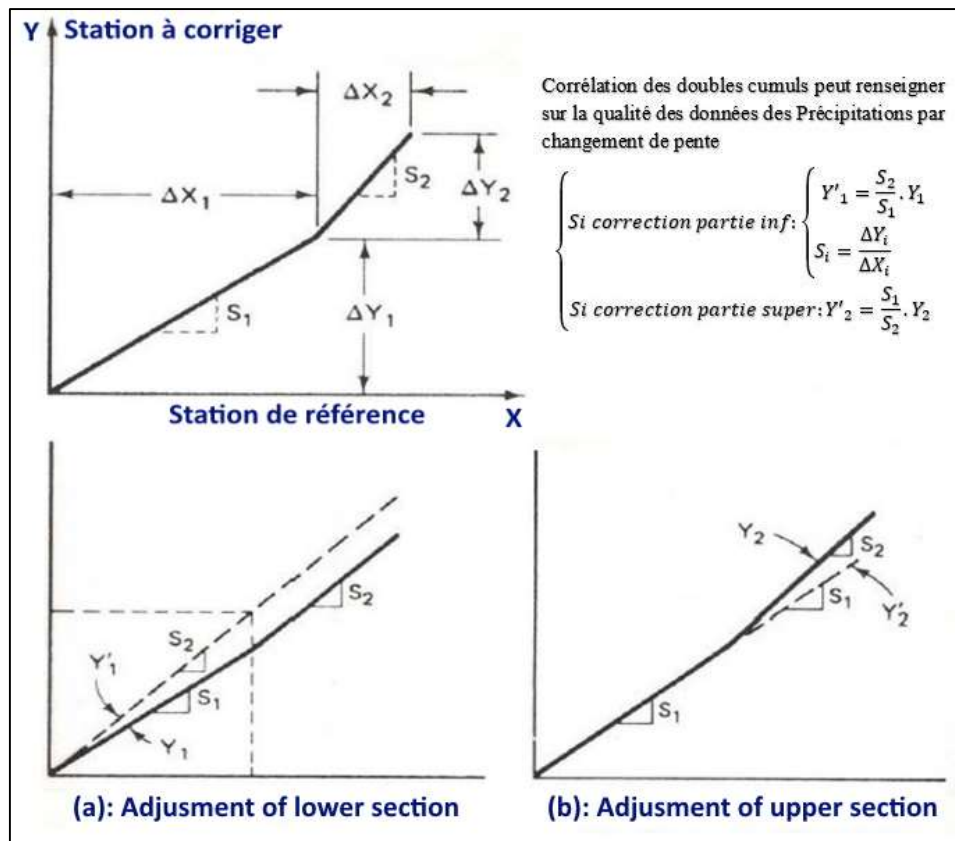
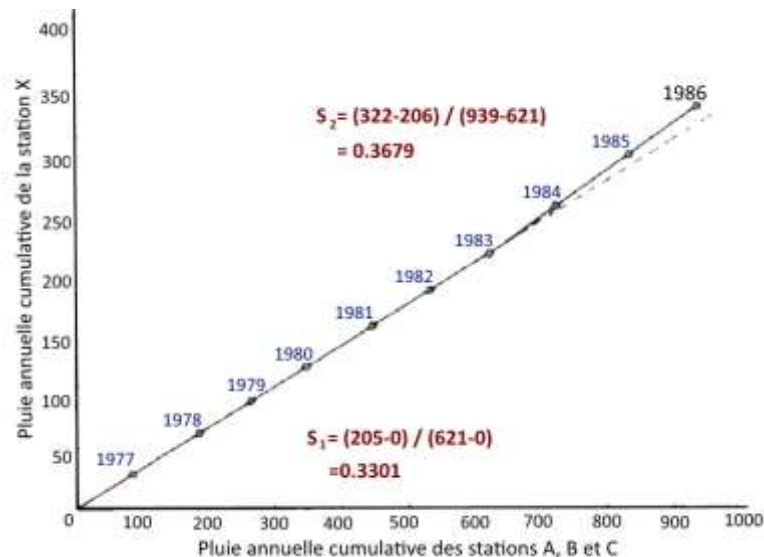


Figure II. 3. Procédure de l'homogénéisation à l'aide de la méthode du double cumul

2.2.Exemple d'application

Année	Hauteurs annuelles (mm)				Total	Cumul	Cumul	$X_2^{corr.}$
	A	B	C	X				
1977	30	31	27	29	88	88	29	
1978	33	36	32	32	101	189	61	
1979	26	27	24	28	77	266	89	
1980	27	26	27	29	80	346	118	
1981	34	34	30	30	98	444	148	
1982	31	33	31	29	95	539	177	
1983	28	30	34	28	82	621	205	
1984	35	34	33	39	102	723	244	35
1985	37	39	36	41	112	835	285	36.8
1986	34	35	35	37	104	939	322	33.2

$$X_2^{corr.} = \left(\frac{0.3301}{0.3679} \right) \cdot X_2$$



3. Terminologie et notions fondamentales de statistique

L'analyse statistique permet de synthétiser l'information hydrologique représentée par des séries de mesure sur plusieurs années en quelques paramètres qui reflètent le phénomène étudié. L'analyse statistique consiste en la formalisation des données observées par une expression mathématique. Le problème consiste à choisir le modèle probabiliste qui représentera au mieux la série expérimentale. C'est l'ajustement théorique.

On appelle *population* un ensemble fini ou infini d'événements (l'ensemble de toutes les observations dont on tire les échantillons). Un *échantillon* est un sous-ensemble de la population. La taille de l'échantillon est le nombre d'événements qui le constituent. On dira qu'un échantillon est exhaustif lorsque sa taille est celle de la population. *Événement* : l'occurrence d'une valeur spécifique d'une variable aléatoire.

En hydrologie de surface, les populations sont généralement infinies et par conséquent, les échantillons sont non exhaustifs (variante est continue).

On appelle *variable aléatoire* (ou variate), le caractère numérique (ou non) qui distingue chaque événement de l'échantillon ou de la population.

Dans l'utilisation que nous ferons des statistiques, nous aurons toujours affaire à des variates numériques discrètes ou continues. *Elles seront discrètes si les valeurs numériques qu'elles peuvent prendre sont en nombre fini (par exemple nombre de jours de gel par an) ou en infinité dénombrable (nombre de crue par an). On dira qu'une variate est continue si ces valeurs numériques peuvent varier de façon continue (pluie journalière, débit, etc.).* Ceci est le cas le plus fréquent, bien que l'on puisse remarquer que la précision des mesures limite la continuité de variation des valeurs numériques mesurées. Plus concrètement, si on mesure les pluies journalières au 1/10ème de millimètre, les pluies varieront de façon discrète avec un pas minimum de 1/10ème de millimètre.

Par ailleurs, les valeurs numériques x que peut prendre la variate X sont comprises entre deux bornes x_a et x_b finies ou infinies : - L'intervalle (x_a, x_b) est appelé intervalle de variation de la variable aléatoire X .

4. Notion de probabilité

Le calcul des probabilités consiste à mesurer l'apparition ou la non-apparition de certain événement. Il a une importance fondamentale dans tous les problèmes de prévision : Jeux de hasard, assurances, météorologie,...

Par exemple, si l'on jette un dé, il n'est pas possible de prédire à coup sûr que le dé va tomber sur le 6. Par contre, intuitivement, on pressent qu'il y a une chance sur 6 pour que le dé tombe sur 6.

Pour ce faire, nous avons supposé que chaque position du dé avait la même chance de succès (les positions sont équiprobables) et que puisqu'il y a 6 faces à un dé, il y a une chance sur 6 que le 6, ou un autre chiffre sorte.

On évalue la probabilité qu'une condition se réalise en divisant le nombre de cas qui sont favorables à cette condition par le nombre de cas total. Cette probabilité s'exprime par un nombre toujours compris entre 0 et 1.

- 0 correspond à une probabilité nulle (celle par exemple qu'un dé normal tombe sur un 7) ;
- 1 correspond à une probabilité de 100% (celle par exemple qu'un dé normal tombe sur un chiffre compris entre 1 et 6).

Ces propriétés des probabilités sont celles des fréquences expérimentales. On les considère comme des axiomes de définition :

- a) Pour tout événement A : $0 \leq P[A] \leq 1$
- b) La probabilité de l'événement certain est 1
- c) Si $(A_i)_{i \in N}$ est une suite d'événements disjoints deux à deux (A_i et A_j ne peuvent pas se produire en même temps si $i \neq j$), alors : $P[\cup A_i] = \sum_{i \in N} P[A_i]$

Une conséquence immédiate des axiomes 1 et 3 est la relation entre les probabilités d'un événement A et de son complémentaire, noté \bar{A}

$$P[\bar{A}] = 1 - P[A] \quad (\text{II. 4})$$

4.1. Probabilité composée

Les probabilités composées permettent d'évaluer la probabilité d'une combinaison d'événements dont on connaît individuellement les probabilités

Cas d'événements indépendants

La probabilité qu'un événement E_1 se produise et qu'en même temps l'événement E_2 se produise aussi est égale au produit des probabilités de chacun des événements.

Supposons que l'on dispose de deux jeux de 32 cartes, l'un « vert » l'autre « jaune ». On les mélange en les brassant. Quelle est la probabilité de tirer le roi de cœur vert ?

- Probabilité de tirer un roi de cœur = 2 rois de cœur / 64 cartes = 1/32
- Probabilité de tirer une carte verte = 32 cartes vertes / 64 cartes = 1/2
- Probabilité de tirer le roi de cœur vert = 1/32 x 1/2 = 1/64

On vérifie qu'en divisant le nombre de cas favorables (un seul roi de cœur vert) par le nombre de cas possibles (64 cartes) on trouve également 1/64.

Cas d'événements dépendants

La probabilité qu'un événement E_1 et E_2 indépendants se produisent ensemble est égal à la probabilité que E_1 se produise multipliée par la probabilité conditionnelle que E_2 se produise après que E_1 se soit produit.

Par exemple, je dispose dans une urne d'un lot de 2 boules rouges et 4 boules noires. Si les tirages se font sans remettre les boules dans l'urne, quelle est la probabilité que je tire les 2 boules rouges d'emblée ?

Lors du premier tirage, la probabilité de tirer une boule rouge est de : $2/6 = 1/3$. Si j'ai bien tiré une boule rouge, la probabilité de tirer une autre boule rouge au second tirage est de : $1/5$ puisqu'il n'y a plus qu'une boule rouge et 4 boules noires dans l'urne.

La probabilité de tirer successivement 2 boules rouges est donc de : $1/3 \times 1/5 = 1/15$.

Probabilités totales

Etant donné les probabilités de réalisation des événements E1 et E2, la probabilité que l'un des deux événements se produise est égale à la somme des probabilités individuelles de ces événements.

Par exemple, la probabilité qu'un jet de dé donne un résultat pair est égal à la somme des probabilités d'obtenir un 2, un 4 ou un 6.

$$P_{\text{pair}} = 1/6 + 1/6 + 1/6 = 1/2$$

4.2. Notion de variable aléatoire

Une variable est une variable aléatoire quand on peut attribuer à chaque valeur que peut prendre cette variable une probabilité continue.

Comme pour les variables statistiques, les variables aléatoires peuvent être :

- Discrètes (Par exemple les valeurs indiquées par un dé)
- Continue lorsqu'elles peuvent prendre toutes les valeurs dans leur intervalle de variation

4.2.1. Caractéristiques

On peut caractériser une variable aléatoire de plusieurs façons :

- a. Par la loi de probabilité : C'est une relation qui associe à chaque valeur de la variable la probabilité attribuée à cette valeur

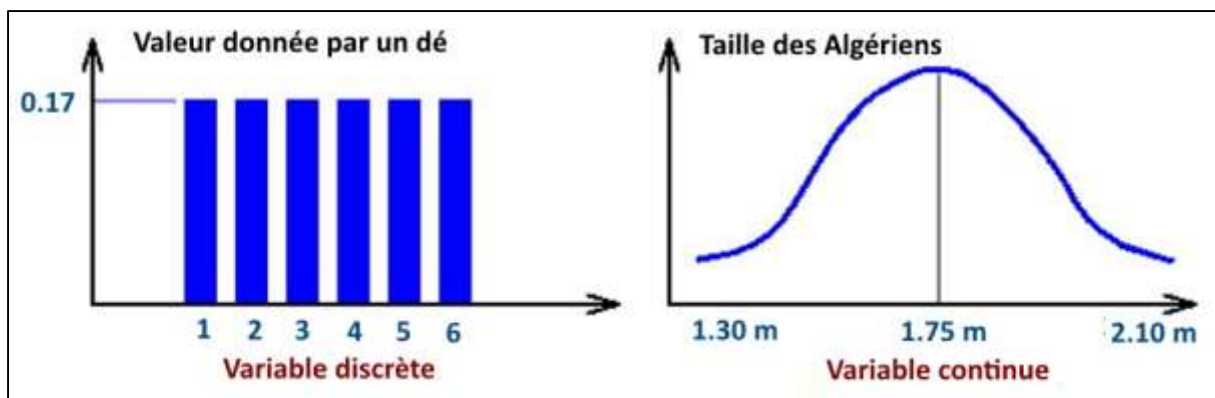


Figure II. 4. Variable discrète et variable continue

- b. Par l'espérance mathématique : est la moyenne arithmétique des différentes valeurs pondérées par la probabilité associée
- c. Par la fonction de répartition :

Elle représente la probabilité de non dépassement :

$$p(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx = F(x) \quad (\text{II. 5})$$

La probabilité pour que la variable soit comprise entre deux valeurs a et b est :

$$p(a \leq x \leq b) = p(b) - p(a) = \int_a^b f(x)dx \quad (\text{II. 6})$$

La probabilité au dépassement est :

$$p(X \geq x) = \int_x^{+\infty} f(x)dx = 1 - p(X \leq x) \quad (\text{II. 7})$$

En hydrologie on parle surtout de probabilité de dépassement (ou probabilité d'apparition)

$$p(X \geq x) = 1 - f(x) \quad (\text{II. 8})$$

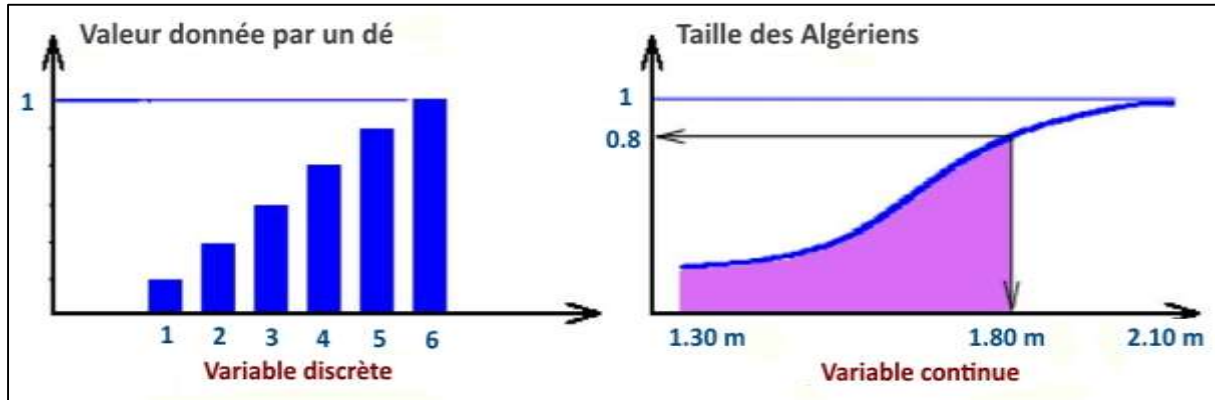


Figure II. 5. Exemple de la fonction de répartition

On interprète la fonction de répartition des tailles ci-dessus en notant par exemple que 80% des Algériens ont une taille inférieure ou égale à 1.8m.

4.3. Probabilité d'apparition :

La probabilité d'apparition d'un phénomène est une notion importante pour le dimensionnement des structures conditionnées par un phénomène naturel. On définit l'intervalle moyen de récurrence, ou période de retour, par :

$$T = \frac{1}{P} \quad (\text{II. 9})$$

P : probabilité de dépassement ($p(X \geq x)$)

Exemple :

Un débit d'inondation dont la probabilité d'apparition ou de dépassement est de 0.033 est appelé crue de 30 ans ($T=1/0.033$)

On définit alors le temps de retour **T** d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$T = \frac{1}{1-f(x)} \quad (\text{II. 10})$$

4.4. Notions de risque :

Le concept de risque hydrologique est à la base du choix de la période de récurrence utilisée pour la conception d'ouvrages hydrauliques. Elle représente la probabilité qu'un critère de conception soit dépassé au moins une fois pendant la période de retour calculée (T) ;

La probabilité que la variable aléatoire prenne la valeur **x** (probabilité pour qu'un événement se produise) pour la première fois dans les (k-1) prochaines années :

C'est le produit des probabilités de non apparition pendant (k-1) années et la probabilité d'apparition à la ($k^{\text{ème}}$) année :

$$p(1 - p)^{k-1} = \frac{1}{T} \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{k-1} \quad (\text{II. 11})$$

On définit le risque hydrologique (**R**) comme étant la probabilité de dépassement de la valeur X_T au cours des k années de la vie d'un projet. La probabilité p_k que l'événement x se produise au moins une fois dans les (k) prochaines années : C'est la somme des probabilités d'apparition pendant les années 1, 2, 3,, k .

$$p_k = p + p(1-p) + p(1-p)^2 + p(1-p)^3 + \dots + p(1-p)^{k-1} = 1 - (1-p)^k \quad (\text{II. 12})$$

$$p_k = R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^k \quad (\text{II. 13})$$

Exemple 1 :

La probabilité d'apparition dans le 30 prochaines années (risque), d'un débit de valeur x dont l'intervalle de récurrence est $T=100$ ans :

$$p_{30} = 1 - \left(1 - \frac{1}{100}\right)^{30} = 0.26$$

Pour un échantillon de 30 ans, il y a 26 sur 100 de chance (de risque) que cet échantillon contienne une valeur dont l'intervalle réel de récurrence est de 100 ans.

En spécifiant le risque, on peut déterminer la période de récurrence nécessaire.

Exemple 2 :

Un risque de 10 % pour que la capacité d'un ouvrage ne soit pas dépassée durant les 25 prochaines années :

$$0.1 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{25}$$

La période de récurrence nécessaire est $T = 238$ ans.

5. Construction d'une loi de probabilité

Une loi de probabilité se définit d'une part par sa formulation mathématique, ce qui distingue les différents types de lois, et d'autre part, par les valeurs des paramètres qui entrent dans la formulation mathématique et qui sont estimés d'après l'échantillon observé.

En hydrologie, nous nous limiterons à l'emploi de cinq à six types de lois unimodales ou amodales, chacune de ces lois ne dépendant que de trois paramètres au plus. Ces paramètres peuvent être les suivants :

- Paramètres de position
- Paramètres de dispersion
- Caractéristiques de forme des courbes de fréquence

5.1. Paramètres de position

5.1.1. Le Mode

Le Mode est la valeur de la variable statistique rencontrée le plus fréquemment dans la série statistique (C'est la valeur de caractère ayant le plus grand effectif « plus grande fréquence »).

Exemple 1 : 35, **4**, 1, 11, **4**, 5, 65, 30, 5, 42, **4**

Le mode c'est la valeur 4

Exemple 2 : L'analyse statistique de la taille des Algériens, c'est la classe 9 (1m 70 à 1m 75) qui recueille l'effectif le plus large (124).

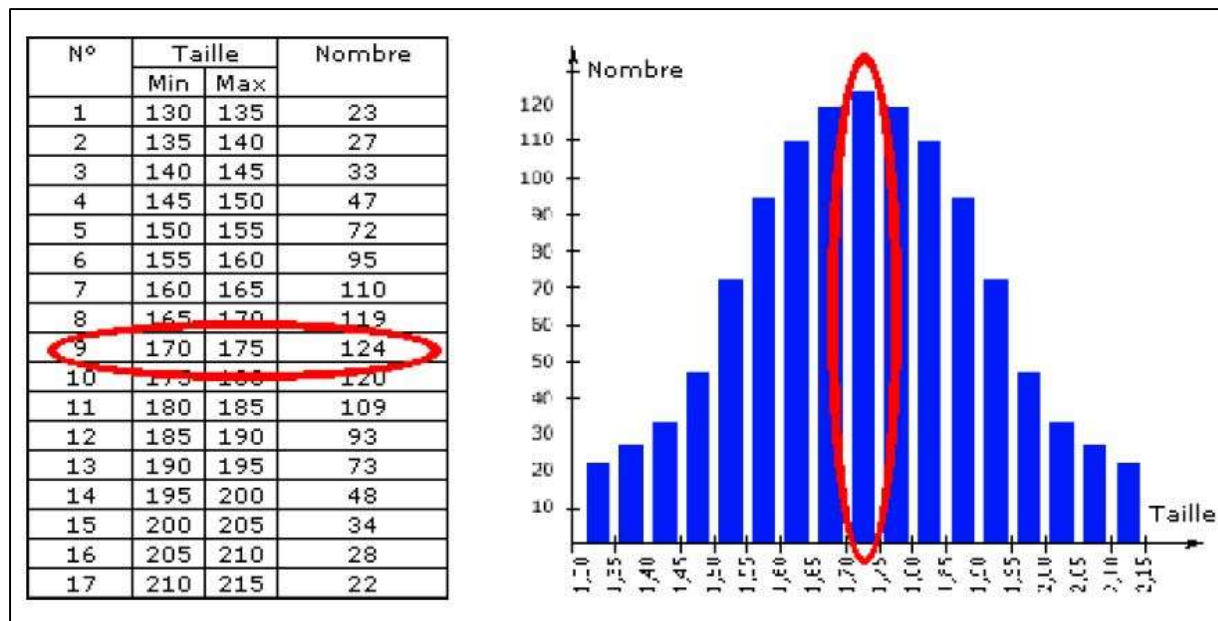


Figure II. 6. Analyse statistique de la taille des Algériens

5.1.2. La moyenne arithmétique

La moyenne arithmétique d’une série statistique s’obtient en divisant la somme des valeurs observées par le nombre de valeurs.

$$\bar{X}_a = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \tag{II. 14}$$

Exemple : La valeur moyenne (la taille moyenne des Algériens) est obtenue en additionnant les tailles centrales des différentes classes : 1.325+1.375+1.425+.....+2.075+2.125 et en divisant le résultat par 17 (nombre de classe). On obtient une taille moyenne de 1.725, c’est-à-dire le milieu de la classe 9 (1.70 – 1.75).

5.1.3. La moyenne arithmétique pondérée

La moyenne arithmétique précédente ne tient pas compte la répartition de la population en fonction de la valeur de variable. Elle se situe simplement au milieu de l’intervalle de variation de la variable

La moyenne arithmétique pondérée tient compte de l’effectif associé à chaque valeur en pondérant cette valeur par cet effectif. Ainsi la moyenne pondérée est égale à la somme des produits de chaque valeur par l’effectif associé divisée par le nombre de valeur selon la formule suivante :

$$\bar{X}_{ap} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i P_i}{\sum_{i=1}^N P_i} \tag{II. 15}$$

Exemple :

$$\text{La note globale annuelle} = \frac{\sum(\text{note} * \text{coefficient})}{\sum \text{Coefficients}}$$

5.1.4. La moyenne harmonique

La moyenne harmonique est la moyenne arithmétique des inverses :

$$\bar{X}_h = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{X_i}} \tag{II. 16}$$

a. La moyenne harmonique pondérée :

$$\bar{X}_{hp} = \frac{\sum_{i=1}^N P_i}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{X_i} P_i} \quad (\text{II. 17})$$

5.1.5. La moyenne géométrique

$$\bar{X}_G = \sqrt[n]{X_1 \cdot X_2 \dots \dots X_n} \quad (\text{II. 18})$$

5.1.6. La moyenne quadratique

C'est la racine carrée de la moyenne arithmétique des carrés précédents, s'écrit comme suit :

$$\bar{X}_Q = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{II. 19})$$

5.1.7. Les Quantiles

Les valeurs de la variable qui partage la distribution en (n) partie ayant le même effectif.

Exemple : (1, 4, 4, 4, 5, 5, 11, 35, 42, 65) n = 2

Généralement, on utilise les quantiles suivants :

n	Désignation	Symbole
2	Médiane	M _i
4	Quartile	Q ₁ , Q ₂ , Q ₃ , Q ₄
10	Décile	D ₁ , D ₂ , D ₃ ,..... D ₉
100	Centile	C ₁ , C ₂ , C ₃ ,..... C ₉₉

5.1.8. La Médiane

La médiane d'une série statistique est la valeur de la variable pour laquelle les effectifs associés respectivement aux valeurs supérieures et inférieures sont égaux.

On peut déterminer graphiquement la valeur de la médiane en traçant les courbes des cumuls des effectifs respectivement en valeurs croissante et décroissante comme le montre la figure suivante :

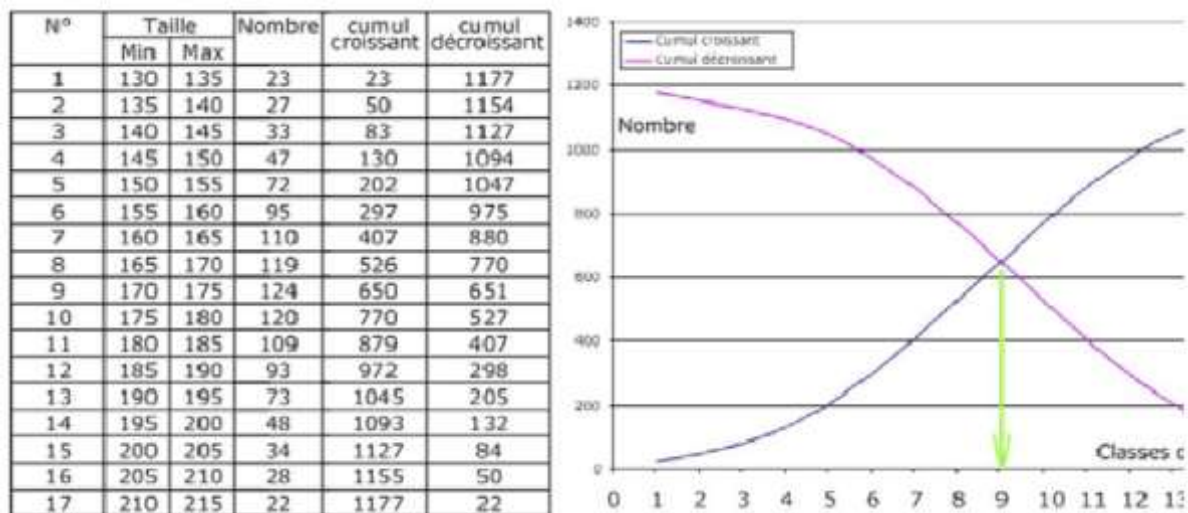


Figure II. 7. Détermination graphique de la valeur de la médiane

La liste des N données est rangée par ordre croissant

- Si N est impair ($N = 2n + 1$) la médiane est la donnée de rang $n + 1$
- Si N est pair ($N = 2n$) la médiane est la demi somme des données de rang n et de rang $n + 1$

Exemple 1 :

Un boulanger teste les masses (en grammes) de 30 baguettes qu'il vient de fabriquer, il obtient les résultats suivants :

235	235	237	238	238	239	239	239	240	241
241	243	245	247	247	249	250	205	250	250
250	251	251	253	253	255	255	255	257	260

Comme l'effectif total $N = 30$ est pair la médiane est la demi somme de la donnée de rang 15 et la donnée de rang 16 soit : $(247 + 249) / 2 = 248$

Exemple 2 :

Le tableau ci-dessous indique la durée (en minutes) de connexion internet par jour de 43 familles interrogées

Durée en minutes	40	60	80	120	180	200	240	300
Effectif	2	9	11	7	5	2	4	3

Comme l'effectif total $N = 43 = 2 \times 21 + 1$ est impair la médiane est la donnée de rang 22 soit 80 minutes

5.2. Paramètres de dispersion

Les paramètres de position sont souvent insuffisants pour caractériser une série. Ils traduisent une valeur de la variable, tandis que les paramètres de dispersion traduisent l'écart entre deux valeurs.

Exemple :

- 1^{ère} série : 3, 5, 7, 9 (La moyenne est 6)
- 2^{ème} série : 1, 20, 1, 2 (La moyenne est 6 « Pas représentatif »)

5.2.1. Etendue

L'étendue d'une série statistique est égale à la différence entre la plus grande et la plus petite des données de la série.

$$E = X_{max} - X_{min} \quad (\text{II. 20})$$

5.2.2. Ecart moyen

Pour chacune des valeurs, on évalue l'écart par rapport à la valeur moyenne. On considère la valeur absolue des écarts car on ne souhaite pas différencier les valeurs inférieures des valeurs supérieures à la moyenne.

L'écart moyen est **la moyenne des valeurs absolues des écarts de l'ensemble des valeurs par rapport à la moyenne** (Figure ci-dessous)

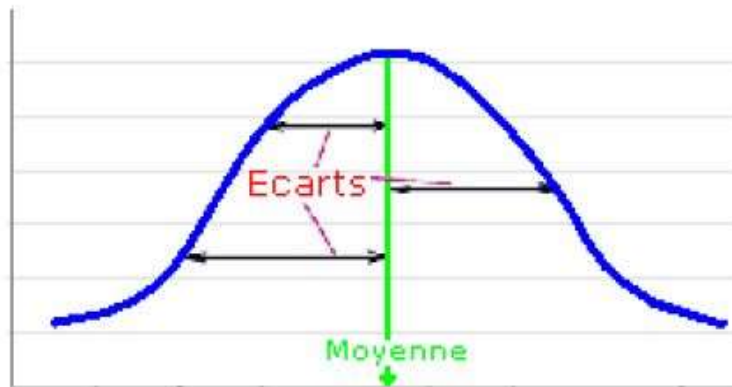


Figure II. 8. Ecart par rapport à la moyenne

a. Ecart moyen arithmétique :

$$E_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) \tag{II. 21}$$

b. Ecart moyen à la médiane :

$$E_{Mi} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - M_i) \tag{II. 22}$$

On peut évaluer l'écart moyen de la taille des Algériens avec un résultat de 14.63 cm :

N°	Taille		Nombre	Moyenne	Ecart par rapport à la moyenne	Ecart pondéré	Ecart moyen
	Min	Max					
1	130	135	23	172,5	40	920	14,63
2	135	140	27		35	945	
3	140	145	33		30	990	
4	145	150	47		25	1175	
5	150	155	72		20	1440	
6	155	160	95		15	1425	
7	160	165	110		10	1100	
8	165	170	119		5	595	
9	170	175	124		0	0	
10	175	180	120		5	600	
11	180	185	109		10	1090	
12	185	190	93		15	1395	
13	190	195	73		20	1460	
14	195	200	48		25	1200	
15	200	205	34		30	1020	
16	205	210	28		35	980	
17	210	215	22		40	880	
Totaux			1177			17215	

Une seconde méthode permet de caractériser l'écart de dispersion. Au lieu d'utiliser des valeurs absolues, on procède à l'élevation au carré de chaque écart individuel ce qui permet de rendre positifs tous les écarts. La moyenne de ces écarts sera la variance dont la racine carrée donnera l'écart type.

5.2.3. Variance et écart type :

La variance d'une série statistique est donc la moyenne arithmétique des carrés des écarts des valeurs par rapport à la valeur moyenne. Physiquement, la variance correspond au « taux de

variation » de la variable étudiée. L'utilisation du carré des écarts permet d'annuler la compensation due aux signes des écarts. L'écart type est égal à la racine carrée de la variance.

Il s'exprime dans l'unité de la grandeur qu'il caractérise

a. Variance

$$V(X_i) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \tag{II. 23}$$

b. Ecart type

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \tag{II. 24}$$

L'écart type caractérise la dispersion de la série statistique autour de la valeur moyenne. Plus l'écart type est élevé, plus la dispersion est forte.

Lorsque l'on veut comparer la dispersion de deux séries statistiques, il faut prendre garde à leur valeurs moyennes respectives. On pourra comparer leurs dispersions en « normant » leurs écarts types par rapport à leurs moyennes en calculant **un coefficient de variation égal à l'écart type divisé par la moyenne**

$$Cv = \sigma / \bar{X} \tag{II. 25}$$

5.3. Caractéristiques de forme des courbes de fréquence

Ces paramètres peuvent caractériser l'aplatissement, l'asymétrie, etc. de la loi de distribution. Selon le type de loi, on peut avoir 0 (loi de Gauss), 1 (lois exponentielles généralisées) ou 2 paramètres de formes (loi bêta incomplète).

5.3.1. Le coefficient d'asymétrie :

$$C_s = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{s^3} \tag{II. 26}$$

6. L'analyse fréquentielle et estimation des événements rares

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. La figure II. 9 présente les étapes de l'analyse fréquentielle

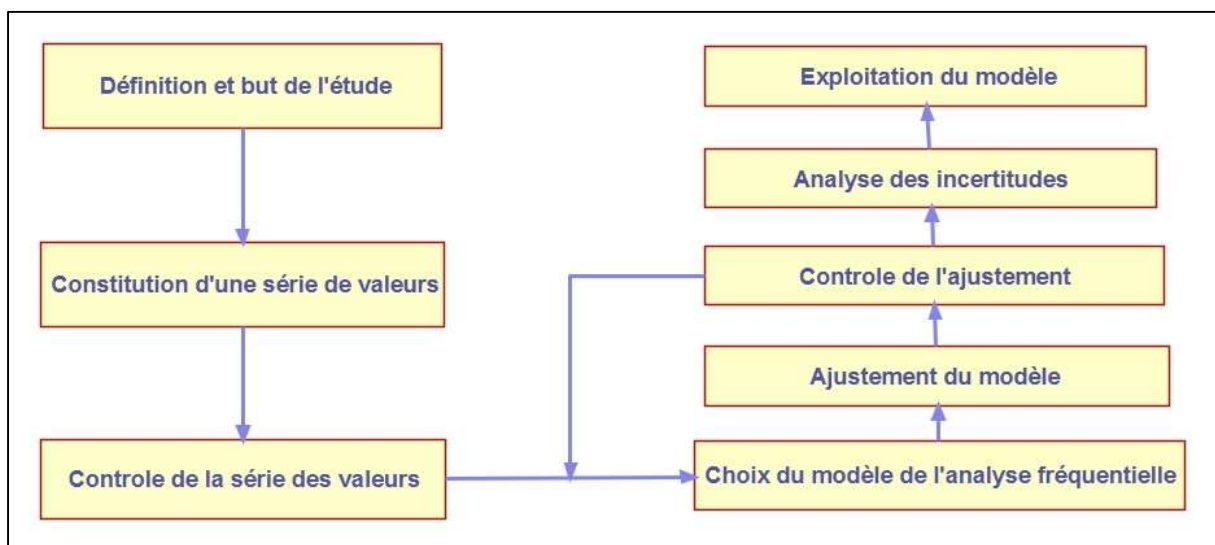


Figure II. 9. Les étapes de l'analyse fréquentielle

La constitution d'échantillons, au sens statistique du terme, est un processus long, au cours duquel de nombreuses erreurs, de nature fort différente, sont susceptibles d'être commises. Par ailleurs, il est indispensable, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité.

Deux méthodes sont possibles pour effectuer l'analyse de fréquence : Méthode graphique et Méthode analytique.

6.1.Méthode graphique

C'est une méthode empirique qui consiste à placer sur un graphique les points constituant un échantillon donné, calculant pour chaque valeur sa fréquence expérimentale de dépassement ou de non dépassement.

Les étapes à suivre sont :

- Classer les événements x_i par ordre croissant ;
- Calculer la fréquence expérimentale associée à chaque événement à l'aide de la formule générale :

$$P_m = \frac{m - \alpha}{n + 1 - 2\alpha} \tag{II. 27}$$

P_m : probabilité de dépassement de la même valeur

m : le rang qu'occupe la valeur

n : le nombre d'observation

α : paramètre qui varie selon les auteurs (Voir tableau suivant)

Plusieurs formules sont présentées dans la littérature pour le calcul de la fréquence. La formule la plus utilisée est celle de Weibull pour laquelle $\alpha = 0$.

Tableau II. 1. Formules des fréquences expérimentales pour la méthode graphique

Auteur	Formule	α
Hazen	$P_m = \frac{m - 0.5}{n}$	0.50
Weibull	$P_m = \frac{m}{n + 1}$	0
Chegodayev	$P_m = \frac{m - 0.3}{n + 0.4}$	0.30
Blom	$P_m = \frac{m - \frac{3}{8}}{n + \frac{1}{4}}$	0.375
Tukey	$P_m = \frac{m - \frac{1}{3}}{n + \frac{1}{3}}$	0.333
Gringorten	$P_m = \frac{m - 0.44}{n + 0.12}$	0.44
Cunnane	$P_m = \frac{m - 0.4}{n + 0.2}$	0.40

Après avoir classé les événements par ordre croissant et Calculé la fréquence expérimentale associée à chaque événement :

- Choisir un papier à probabilité correspondant à la fonction de densité choisie (Normale, log-normal ou autre) ;
- Positionner les points expérimentaux sur le papier ;
- Tracer une courbe d'ajustement à travers le nuage de points ;
- Interpoler ou extrapoler pour trouver la fréquence d'un événement donné ou obtenir la valeur de l'événement correspondant à une probabilité donnée.

La méthode graphique présente l'avantage d'être facile d'utilisation et permet l'évaluation visuelle de l'ajustement d'une fonction de distribution donnée à l'échantillon. Néanmoins, elle manque de précision et ne permet pas la comparaison entre différentes distributions.

6.2.Méthode analytique :

L'équation générale est la suivante : $X = \bar{X} + \Delta X$

\bar{X} : Moyenne

ΔX : Ecart par rapport à la moyenne, fonction des caractéristiques de dispersion de la distribution. Cet écart peut être égal à : $\Delta X = k \cdot \sigma$

k : Facteur de fréquence

σ : Ecart type

$$X_T = \bar{X} + k_T * \sigma \quad (\text{II. 28})$$

Ou encore :

$$\frac{X_T}{\bar{X}} = 1 + k_T \cdot Cv \quad (\text{II. 29})$$

Le problème consiste à déterminer les paramètres d'une loi (dont la formulation a déjà été choisie) en fonction de l'échantillon observé.

7. Différents Types des modèles fréquentiels (lois) utilisés en hydrologie

Nous nous contenterons de signaler les lois les plus fréquemment utilisées. Ces lois n'ont que trois paramètres au plus, et bien souvent, que deux.

Tableau II. 2. Variables hydrologiques et les lois qui généralement s'y ajustent

Lois	Variabes
Normale	Précipitations annuelles, Débits, Volume de stockage des réservoirs
Log Normale	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel.
Pearson type III (Gamma)	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel.
Loi de Gumbel	Débits maxima annuels, Pluies maximales journalières

7.1.Loi normale ou loi de Gauss

On parle de loi normale lorsque l'on a affaire à une variable aléatoire continue dépendant d'un grand nombre de causes indépendantes dont les effets s'additionnent et dont aucune n'est prépondérante. La loi normale a été proposée par Pierre-Simon Laplace (1749-1827) dans son ouvrage : Théorie analytique des probabilités.

Cette loi caractérise des grandeurs qui se répartissent autour d'une valeur moyenne avec des probabilités qui diminuent de manière symétrique à mesure que l'on s'éloigne de la moyenne. C'est donc une courbe en forme de "cloche" comme celle de la répartition de la taille des Algériens.

Cette loi s'applique toutefois généralement bien à l'étude des modules annuels des variables hydro-météorologiques. La fonction de densité de probabilité est définie par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (\text{II. 30})$$

Les deux paramètres de cette distribution sont la moyenne \mathbf{m} et l'écart type σ . La fonction de densité $\mathbf{f(x)}$ se présente sous forme de courbe en cloche, symétrique par rapport à la moyenne \mathbf{m} (Fig. II 10).

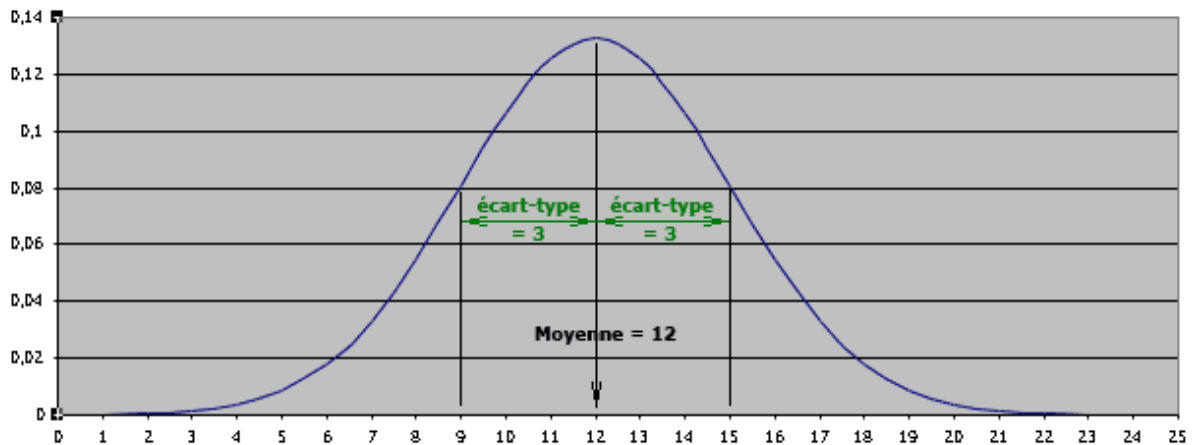


Figure II. 10. La fonction de densité $f(x)$ de la loi normale

Si on opère le changement de variable suivant :

$$\mu = \frac{x-m}{\sigma} \quad (\text{II. 31})$$

La distribution devient :

$$\varphi(\mu) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{\mu^2}{2}\right) \quad (\text{II. 32})$$

$\varphi(\mu)$ Est appelée « distribution normale réduite » et μ « variable réduite centrée ». C'est une loi normale de moyenne 0 et d'écart type 1 (Fig. II 11).

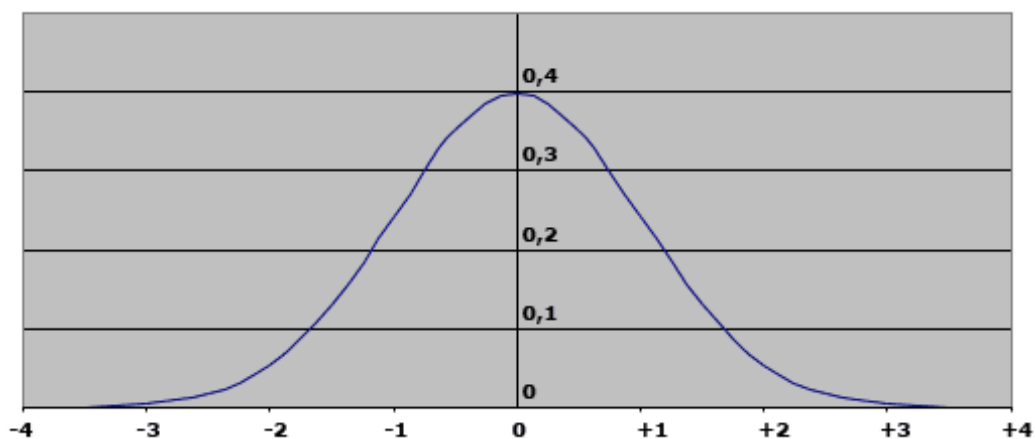


Figure II. 11. Distribution normale réduite

A partir de l'expression de la variable réduite on peut écrire :

$$X = \mu \cdot \sigma + m \quad (\text{II. 33})$$

Le facteur de fréquence correspond donc à la variable réduite ($k_T = \mu_T$). L'équation de fréquence s'écrit :

$$X_T = \bar{X} + \mu_T \cdot \sigma \quad (\text{II. 34})$$

X_T : la valeur de la variable pour une période de retour T.

L'allure de la courbe représentant la loi normale est la suivante :

- On utilisera d'ailleurs plus facilement la fonction de répartition qui calcule la probabilité qu'une variable ait une valeur inférieure à une valeur donnée.
- On a superposé ci-dessous, les courbes de la fonction de répartition et de la loi normale réduite centrée (Fig. II 12) :

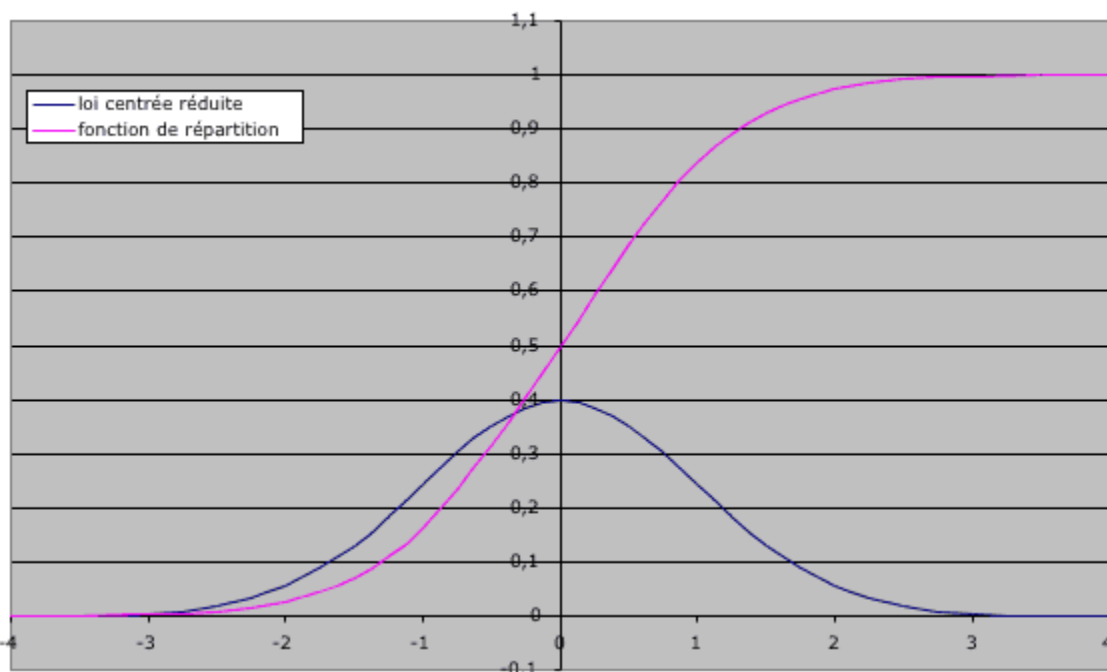


Figure II. 12. Loi normale centrée réduite et fonction de répartition

On note que la courbe de la fonction de répartition coupe l'axe des ordonnées avec la valeur 0,5. La probabilité que la variable ait une valeur inférieure à la moyenne est donc de 50 % ce qui confirme la symétrie de la loi normale par rapport à la moyenne.

Exemple :

Déterminons la valeur de la pluie pour la période de retour de 10 ans :

$$\text{Moyenne : } \bar{X} = 704 \text{ mm}$$

$$\text{Ecart type : } \sigma = 252 \text{ mm}$$

T = 10 ans :

$$p(X \leq x) = 1 - f(x)$$

$p(X \leq x)$: La probabilité de non dépassement

$f(x)$: La probabilité de dépassement

$$f(x) = \frac{1}{T} = 0.1$$

Donc, $p(X \leq x) = 1 - (1/T) = 0.9$

Alors, La valeur de la variable réduite selon le tableau II. 3 (par interpolation) est : $z=1.28$ donc $\mu_{10} = 1.28$.

$$P_{10} = \bar{P} + \mu_{10} \cdot \sigma = 704 + 1.28 * 252 = 1027mm$$

Tableau II. 3. La fréquence au non-dépassement associée à une variable réduite de Gauss U, si u est négatif, la probabilité au non-dépassement est le complément à 1 de F(u)

u	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7290	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1	0,8413	0,8438	0,8461	0,8483	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9013
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9662	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2	0,9772	0,9779	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Le tableau ci-dessus donne la fréquence F au non-dépassement associée à une variable réduite de Gauss U. Dans la première colonne en gras on trouve les unités et dixième de la valeur de U et dans la première ligne les centièmes de la valeur de U. Exemple : Pour U=2.33 (ligne 2,3 et colonne 0,03) on trouve F=0,9901 ; il y a donc 99,01% de chance d'avoir U<2,33.

Pour les valeurs de U négatives, il suffit de remplacer U par U'=-U et de remplacer le F trouver par F'=1-F. Exemple : pour U=-1.28 on trouve 0.1003 (1-0.8997) ; il y a donc 10,03% de chance d'avoir U<-1.28.

Si au contraire on connaît la fréquence au non dépassement F et que l'on cherche le U correspondant il suffit de faire la démarche inverse : On fait la somme des valeurs de U correspondant à la ligne et la colonne où l'on a trouvé F. Exemple : pour F=0.975 on trouve U=1,96 (ligne 1,9, colonne 0,06).

Pour les valeurs de $F < 0.5$, on remplace F par $F' = 1 - F$ et le U trouver par $U' = -U$. Exemple : pour $F = 0.05$ on trouve $U = -1.645$

7.1.1. Estimation des paramètres

a. Méthode des moments

On obtient immédiatement les estimations suivantes :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \text{ et } \sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n\bar{x}^2}{n-1}} \tag{II. 35}$$

b. Méthode du maximum de vraisemblance :

Cette méthode conduit à une autre estimation de l'écart-type :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \tag{II. 36}$$

Elle est consistante mais moins correcte que la précédente que l'on préférera donc.

c. Ajustement graphique :

A chaque élément de l'échantillon, on associe une fréquence expérimentale au non-dépassement (Hazen) : $F(x_i) = \frac{i - 0,5}{n}$

A chaque valeur de $F(x_i)$ correspond une valeur de u . Pour chaque élément de l'échantillon, on peut porter dans un graphique gradué en abscisse selon les valeurs de u et en ordonnée selon la variable x , un point de coordonnées $(\frac{i - 0,5}{n}, x_i)$.

Si les valeurs de x_i sont distribuées normalement, les points s'alignent sur une droite d'équation : $x_i = \bar{x} + u_i \sigma_x$, appelée droite de Henry.

D'après cette droite, on détermine la moyenne \bar{x} puisque pour $u = 0$, on a $x = \bar{x}$, et l'écart-type en faisant par exemple $u = 2$, donc $x = \bar{x} + 2\sigma_x$.

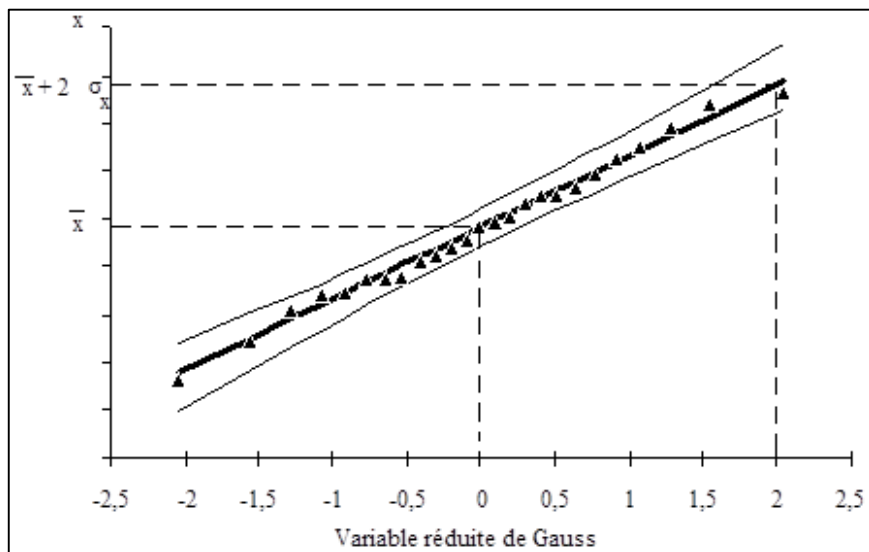


Figure II. 13. Ajustement graphique de la loi de Gauss (Laborde, 2007)

7.1.2. Test d'adéquation

7.1.2.1. Test de coefficient de variation

Si le coefficient de variation (Equation II 25) est inférieur ou égal à 0.5, l'application de la loi normale est acceptable.

7.1.2.2. Test de Khi-deux (X^2)

Ce test permet de faire une comparaison entre la distribution empirique et la distribution théorique. Le principe consiste à faire l'hypothèse que les deux distributions ne diffèrent pas. Si la probabilité qu'il en soit ainsi est faible, on rejette l'hypothèse et on conclura que la distribution théorique ne s'ajuste pas à l'échantillon étudié. Si au contraire cette probabilité est forte, la loi théorique sera acceptée.

Soit un échantillon de taille n (x_1, x_2, \dots, x_n)

Hypothèse : H_0 : x_1, x_2, \dots, x_n sont issus d'une population distribuée selon la loi de probabilité $F(x)$ à p paramètres.

La mise en œuvre consiste à subdiviser l'échantillon en k classes équiprobables, chacune ayant une probabilité théorique : P_i telle que $P_i = \frac{V_i}{n}$ où v_i est l'effectif théorique (nombre d'éléments) de chaque classe i .

En réalité l'effectif réel de chaque classe i est n_i , plus ou moins différent de v_i .

Le problème est de vérifier si l'écart entre les v_i et les n_i des différentes classes est significatif. La vérification se fait par le calcul de la moyenne des carrés des écarts entre ces deux effectifs

$$X_{calculé}^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (\text{II. 37})$$

n_i : Effectif observé par classe (nombre de classe = $\sqrt{\text{effectif total}}$, et la longueur de classe $\frac{\text{Etendue de la série}}{\text{Nombre de classe}}$)

V_i : Effectif théorique ou $V_i = \frac{\text{effectif total}}{\text{nombre de classe}}$

Cette quantité suit une loi X^2 à μ degrés de liberté. Avec :

$$\mu = k - p - 1 \geq 1 \quad (\text{II. 38})$$

k : Nombre de classe

p : Nombre de paramètres introduits par la loi (la loi normale $p=2$ « moyen et écart type »)

Ce qui implique que $k \geq p + 2$.

Le test n'est significatif que si $v_i \geq 5$.

$X_{calculé}^2$ Est comparée à une valeur tabulée, $X_{tabulé}^2$, fonction du nombre de degré de liberté et du seuil de signification α imposé en général à 5% (0.05) pour une probabilité de dépassement et à 95% (0.95) pour une probabilité de non-dépassement (Tableau II. 4).

- Si $X_{calculé}^2 > X_{tabulé}^2$ On rejette l'hypothèse nulle.
- Si $X_{calculé}^2 \leq X_{tabulé, \mu}^2$ La loi d'ajustement sera retenue.

Le tableau II. 4, donne la valeur de X^2 ayant la probabilité P d'être non-dépassée en fonction du nombre de degré de liberté v .

Exemples de lecture :

Pour $v=18$ et $P=0,95$: $X^2=28,9$

Pour $v=30$ et $P=0,10$: $X^2=20,6$

Lorsque v est supérieur à 30, on a sensiblement : $\kappa^2 = \frac{(u + \sqrt{2v-1})^2}{2}$ où u est la variable réduite de Gauss correspondant à la fréquence au non-dépassement P « tableau II. 3 » : ($P=0,9$ $u=1,2816$, $P=0,95$ $u=1,6449$, $P=0,975$ $u=1,96$, $P=0,99$ $u=2,3263$)

Exemple : $v=61$ et $P=0,95$ $\kappa^2 = \frac{(1,649 + \sqrt{122-1})^2}{2} = 79,95$

Tableau II. 4. Khi-deux ayant la probabilité P d'être non-dépassée en fonction du nombre de degré de liberté

v/P	0,010	0,025	0,050	0,100	0,250	0,500	0,750	0,900	0,950	0,975	0,990
1	0,000	0,001	0,004	0,016	0,102	0,455	1,32	2,71	3,84	5,02	6,63
2	0,020	0,051	0,103	0,211	0,575	1,39	2,77	4,61	5,99	7,38	9,21
3	0,115	0,216	0,352	0,584	1,21	2,37	4,11	6,25	7,81	9,35	11,3
4	0,297	0,484	0,711	1,06	1,92	3,36	5,39	7,78	9,49	11,1	13,3
5	0,554	0,831	1,15	1,61	2,67	4,35	6,63	9,24	11,1	12,8	15,1
6	0,872	1,24	1,64	2,20	3,45	5,35	7,84	10,6	12,6	14,4	16,8
7	1,24	1,69	2,17	2,83	4,25	6,35	9,04	12,0	14,1	16,0	18,5
8	1,65	2,18	2,73	3,49	5,07	7,34	10,2	13,4	15,5	17,5	20,1
9	2,09	2,70	3,33	4,17	5,90	8,34	11,4	14,7	16,9	19,0	21,7
10	2,56	3,25	3,94	4,87	6,74	9,34	12,5	16,0	18,3	20,5	23,2
11	3,05	3,82	4,57	5,58	7,58	10,3	13,7	17,3	19,7	21,9	24,7
12	3,57	4,40	5,23	6,30	8,44	11,3	14,8	18,5	21,0	23,3	26,2
13	4,11	5,01	5,89	7,04	9,30	12,3	16,0	19,8	22,4	24,7	27,7
14	4,66	5,63	6,57	7,79	10,2	13,3	17,1	21,1	23,7	26,1	29,1
15	5,23	6,26	7,26	8,55	11,0	14,3	18,2	22,3	25,0	27,5	30,6
16	5,81	6,91	7,96	9,31	11,9	15,3	19,4	23,5	26,3	28,8	32,0
17	6,41	7,56	8,67	10,1	12,8	16,3	20,5	24,8	27,6	30,2	33,4
18	7,01	8,23	9,39	10,9	13,7	17,3	21,6	26,0	28,9	31,5	34,8
19	7,63	8,91	10,1	11,7	14,6	18,3	22,7	27,2	30,1	32,9	36,2
20	8,26	9,59	10,9	12,4	15,5	19,3	23,8	28,4	31,4	34,2	37,6
21	8,90	10,3	11,6	13,2	16,3	20,3	24,9	29,6	32,7	35,5	38,9
22	9,54	11,0	12,3	14,0	17,2	21,3	26,0	30,8	33,9	36,8	40,3
23	10,2	11,7	13,1	14,8	18,1	22,3	27,1	32,0	35,2	38,1	41,6
24	10,9	12,4	13,8	15,7	19,0	23,3	28,2	33,2	36,4	39,4	43,0
25	11,5	13,1	14,6	16,5	19,9	24,3	29,3	34,4	37,7	40,6	44,3
26	12,2	13,8	15,4	17,3	20,8	25,3	30,4	35,6	38,9	41,9	45,6
27	12,9	14,6	16,2	18,1	21,7	26,3	31,5	36,7	40,1	43,2	47,0
28	13,6	15,3	16,9	18,9	22,7	27,3	32,6	37,9	41,3	44,5	48,3
29	14,3	16,0	17,7	19,8	23,6	28,3	33,7	39,1	42,6	45,7	49,6
30	15,0	16,8	18,5	20,6	24,5	29,3	34,8	40,3	43,8	47,0	50,9
40	22,2	24,4	26,5	29,1	33,7	39,3	45,6	51,8	55,8	59,3	63,7
50	29,7	32,4	34,8	37,7	42,9	49,3	56,3	63,2	67,5	71,4	76,2
60	37,5	40,5	43,2	46,5	52,3	59,3	67,0	74,4	79,1	83,3	88,4
70	45,4	48,8	51,7	55,3	61,7	69,3	77,6	85,5	90,5	95	100
80	53,5	57,2	60,4	64,3	71,1	79,3	88,1	96,6	102	107	112
90	61,8	65,6	69,1	73,3	80,6	89,3	98,6	108	113	118	124
100	70,1	74,2	77,9	82,4	90,1	99,3	109	118	124	130	136

7.1.3. Exemple d'application

Contrôler l'adéquation de la série suivante à la loi normale en utilisant le coefficient de variation et le test de khi-deux ?

Soient les débits d'un cours d'eau (m³/s) : 3, 5.61, 2.9, 6.21, 7.3, 6.31, 3.3, 2.91, 5.88, 7.01, 4.6, 4.79, 2.69, 3.33, 4.44, 6.86, 5.1, 3.5.

a. Coefficient de variation

Selon l'équation (II. 14) : $\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i = 4.76m^3/s$

Selon l'équation (II. 24) : $\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2} = 1.58m^3/s$

Donc : $Cv = \frac{\sigma}{\bar{Q}} = \frac{1.58}{4.76} = 0.33$

Alors, Cv est inférieur à 0.5, l'application de la loi normale est acceptable.

b. Test de khi-deux

Tableau II. 5. Analyse fréquentielle

Rang	Débits	F=i/(n+1)	F.100	Rang	Débits	F=i/(n+1)	F.100
1	2.69	0.05	5.26	10	4.79	0.53	52.63
2	2.9	0.11	10.53	11	5.1	0.58	57.89
3	2.91	0.16	15.79	12	5.61	0.63	63.16
4	3	0.21	21.05	13	5.88	0.68	68.42
5	3.3	0.26	26.32	14	6.21	0.74	73.68
6	3.33	0.32	31.58	15	6.31	0.79	78.95
7	3.5	0.37	36.84	16	6.86	0.84	84.21
8	4.44	0.42	42.11	17	7.01	0.89	89.47
9	4.6	0.47	47.37	18	7.3	0.95	94.74

Nombre de classe = $\sqrt{\text{effectif total}} = \sqrt{18} = 4$

La longueur de classe = $\frac{\text{Etendue de la série}}{\text{Nombre de classe}} = \frac{7.3-2.69}{4} = 1.15$

Effectif théorique = $\frac{\text{effectif total}}{\text{nombre de classe}} = \frac{18}{4} = 4.5$

Tableau II. 6. Résultat de Khi-deux

Numéro de classe	Limite de classe	Effectif observé par classe	Effectif théorique
1	2.69 – 3.84	7	4.5
2	3.85 – 4.99	3	4.5
3	5 – 6.15	3	4.5
4	6.16 – 7.31	5	4.5

$$X^2_{calculé} = \sum_{i=1}^k \frac{(ni - Vi)^2}{Vi} = \frac{(7 - 4.5)^2}{4.5} + \frac{(3 - 4.5)^2}{4.5} + \frac{(3 - 4.5)^2}{4.5} + \frac{(5 - 4.5)^2}{4.5} = 2.43$$

Khi-deux tabulé :

Selon l'équation (II. 38) : $\mu = k - p - 1 = 4 - 2 - 1 = 1$

Avec une probabilité de non-dépassement de 95% (5% pour une probabilité de dépassement) et un degré de liberté égal 1, $X^2_{tabulé} = 3.84$ (voir tableau II. 4)

Alors, $X^2_{calculé} (2.43) < X^2_{tabulé} (3.84)$. La loi normale est applicable.

7.1.4. Intervalle de confiance

La valeur d'une variable estimée ne correspond pas à la vraie valeur qui ne peut être connue qu'avec un échantillonnage de dimension infinie. La notion d'intervalle de confiance représente un certain nombre de chances de trouver la vraie valeur du paramètre cherché. Son amplitude est d'autant plus grande que :

- Le degré de confiance choisi est grand
- La dispersion (écart) est grande
- La taille de l'échantillon est réduite

Le choix du degré de confiance dépend du risque que le projecteur accepte. Le degré est choisi d'autant plus élevé que l'on recherche la sécurité.

Valeurs communément admises :

- 95 % pour les projets importants économiquement et/ou exigeant une sécurité élevée
- 70 % pour les projets d'importance économique moindre et / ou n'exigeant pas une sécurité très poussée

L'équation de l'intervalle de confiance s'écrit comme suite :

$$I_c = X_f \pm \frac{\sigma_x}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_f^2 + 2 \cdot \mu_\alpha} \quad (\text{II. 39})$$

σ_x : Ecart type

N : Effectif totale de la série

U_f : Variable réduite centrée

Intervalle de confiance à 95%. C'est-à-dire $\mu_\alpha = \mu_{95\%}$. Alors $\alpha = 95\%$

Par conséquent $F_{dép} = \frac{1-\alpha}{2} = \frac{1-0.95}{2} = 0.025$. Donc, $F_{non-dép} = 1 - 0.025 = 0.975$

D'après le tableau II. 3 : $F_{non-dép} = 0.975$ correspond à la probabilité de 0.05, donne $\mu_{95\%} = 1.96$

L'équation devient :

$$I_c = X_f \pm \frac{\sigma_x}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_f^2 + 2 \cdot 1.96} \quad (\text{II. 40})$$

a. Intervalle de confiance sur la moyenne

$$I_c = \bar{X} \pm \frac{\sigma}{\sqrt{N}} \quad (\text{II. 41})$$

b. Intervalle de confiance sur l'écart type

$$I_c = \sigma \pm \frac{\sigma}{\sqrt{2N}} \quad (\text{II. 42})$$

Exemple :

Sur la base de données de l'exemple précédent, calculer l'intervalle de confiance à 95% de débit décennal fort ?

Calculer l'intervalle de confiance simplifiée sur la moyenne et l'écart type ?

a. Débit décennal fort

L'estimation des valeurs fréquentielles Q_{10} en années humide et en année sèche se fait à partir de l'équation de la variable réduite de Gauss

Selon l'équation (II. 34), la droite de Gauss s'écrit : $Q = \sigma \cdot U + \bar{Q} = 1.58 \cdot U + 4.76$

Tableau II. 7. Les valeurs de variable réduite correspondant aux fréquences retenues

Fréquence	Année humide		Année sèche	
	Fréquence au non dépassement	U	Fréquence de dépassement	U
Biennale (2 ans)	0.5	0	0.5	0
Décennale (10 ans)	0.9	1.28	0.1	-1.28
Cinquantennale (50 ans)	0.98	2.05	0.02	-2.05
Centennale (100 ans)	0.99	2.32	0.01	-2.32

U : Variable réduite, T : Période de retour.

Sachant que : $T = 1/F$. C'est-à-dire $F_{dép} = 1/T = 1/10 = 0.1$ et $F_{non-dép} = 1 - 0.1 = 0.9$

D'après le tableau (II. 7 et II. 3), pour $F=0.9$, $U=1.28$.

Donc, $Q_{0.9} = U_{0.9} \cdot \sigma + \bar{Q} = 1.28(1.58) + 4.76 = 6.78 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit décennale fort égal **6.78 m³/s**

b. Intervalle de confiance à 95% de débit décennal fort

Selon l'équation II. 40 : $I_c = Q_{0.9} \pm \frac{\sigma_x}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_{0.9}^2 + 2} \cdot \mu_{95\%} = 6.78 \pm \frac{1.58}{\sqrt{2(18)}} \sqrt{1.28^2 + 2} \cdot 1.96$

Alors $I_c = 6.78 \pm 0.98$,

$$5.8 \text{ m}^3/\text{s} \leq \text{Débit décennal fort} \leq 7.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

c. Intervalle de confiance sur la moyenne

Selon l'équation II. 41 : $I_c = \bar{Q} \pm \frac{\sigma}{\sqrt{N}} = 4.76 \pm \frac{1.58}{\sqrt{18}}$. Donc, $I_c = 4.76 \pm 0.37 = 4.76 \pm 7.77\%$

d. Intervalle de confiance sur l'écart type

Selon l'équation II 42 : $I_c = \sigma \pm \frac{\sigma}{\sqrt{2N}} = 1.58 \pm \frac{1.58}{\sqrt{2(18)}}$. Donc, $I_c = 1.58 \pm 0.26 = \pm 16.5\%$

7.1.5. Période de retour d'une valeur fréquentielle connue

Sur la base de données de l'exemple précédent, déterminer la période de retour de débit le plus fort (7.3 m³/s).

La variable réduite de Gauss s'écrit : $\mu_f = \frac{Q - \bar{Q}}{\sigma} = \frac{7.3 - 4.76}{1.58} = 1.61$

D'après le tableau II. 3, $\mu_f = 1.61$ correspond à $F_{non-dép} = 0.9463$.

On utilise

$$T=1/F \text{ quand } F \leq 0.5$$

$$T=1/(1-F) \text{ quand } F > 0.5$$

Alors, $F > 0.5$ c'est-à-dire $T = \frac{1}{1-F} = \frac{1}{1-0.9463} = \mathbf{19 \text{ ans}}$

7.2.Loi de Galton (ou log-normale ou de Gibrat-Gauss)

Lorsque les valeurs du logarithme d'une variable X suivent une distribution normale, on dit que la variable X suit une loi de Galton.

La loi log-normale est préconisée par certains hydrologues qui la justifient en argumentant que l'apparition d'un événement hydrologique résulte de l'action combinée d'un grand nombre de facteurs qui se multiplient.

7.2.1. Fonction de répartition

Parmi les nombreuses formulations possibles, nous retiendrons la suivante, qui fait le mieux le parallèle avec la loi de Gauss :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II. 43}$$

Avec $u = a \log(x - x_0) + b$

Intervalle de définition : $x \in] x_0, + \infty[$

U : Variable réduite de Gauss, a et b constants ;

X₀ : paramètre de position ;

On remarque que l'on passe de la loi de Gauss à la loi de Galton en faisant le changement de variable de x en $\log(x - x_0)$. Cette loi fait intervenir trois paramètres (x₀, a et b).

Une autre formulation qui fait mieux ressentir le rôle des paramètres est :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\Pi}} \int_0^u \frac{1}{u} e^{-\frac{\text{Ln}^2(u)}{2\sigma^2}} du \tag{II. 44}$$

$$U = \frac{x - x_0}{s} \tag{II. 45}$$

x₀ : paramètre de position (identique au précédent)

s : paramètre d'échelle positif différent de zéro

σ : paramètre de forme positif différent de zéro

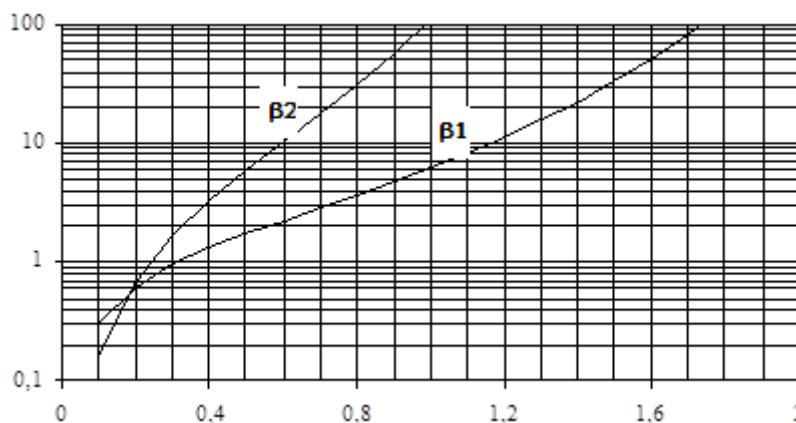


Figure II. 14. Variations de B1 et B2 avec σ.

Le coefficient d'aplatissement β2 est toujours positif ; la loi de Galton est plus "pointue" que la loi de Gauss. Le coefficient d'asymétrie β1 est toujours positif ; la loi de Galton est dissymétrique, étendue vers la droite.

Ces deux coefficients ne dépendent que de σ.

La fonction de densité est alors :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\Pi}} \frac{1}{u} \exp\left(-\frac{(\text{Ln } u)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (\text{II. 46})$$

Elle s'annule pour : $u = \frac{x-x_0}{s} e^{-\sigma^2}$, ce qui correspond au mode. Par ailleurs, la fonction de densité a deux points d'inflexion pour :

$$U = e^{-\frac{\sigma^2}{2}(3 \pm \sqrt{1 + \frac{4}{\sigma^2}})} \quad (\text{II. 47})$$

7.2.2. Estimation des paramètres

a. Méthode des moments

En utilisant la première formulation, les trois paramètres à déterminer sont x_0 , a et b. En posant :

\bar{x} : moyenne des x,

Écart-type des : $\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$

Moment centré d'ordre 3 : $\mu_3 = \frac{1}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$

On obtient trois équations à trois inconnues :

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{x} - x_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{x} - x_0)^2} \quad (\text{II. 48})$$

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log\left[1 + \frac{s^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right]}} \quad (\text{II. 49})$$

$$b = \frac{1,1513}{a} - a \log(\bar{x} - x_0) \quad (\text{II. 50})$$

L'équation (II. 48) ne dépend que de x_0 et des valeurs prises dans l'échantillon. Malheureusement, il n'est pas possible d'expliciter x_0 et on devra résoudre l'équation (II. 48) par approximations successives. Connaissant x_0 , on résout l'équation (II. 49) qui donne a ; puis connaissant a et x_0 l'équation (II 50) qui donne b.

La méthode des moments présente le double inconvénient de nécessiter un calcul itératif et de donner parfois des valeurs de x_0 supérieures à la plus petite des valeurs rencontrées dans l'échantillon.

b. Méthode du maximum de vraisemblance

On obtient trois équations à trois inconnues x_0 , a et b :

$$2.3026 \left[\sum_{i=1}^n \frac{1}{x_i - x_0} \right] \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log^2(x_i - x_0) - \frac{1}{n^2} \left(\sum_{i=1}^n \log(x_i - x_0) \right)^2 \right] = \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n \log(x_i - x_0) \right] \left[\sum_{i=1}^n \frac{1}{x_i - x_0} \right] - \sum_{i=1}^n \frac{\log(x_i - x_0)}{x_i - x_0}$$

$$a^2 = \frac{1}{\frac{1}{n} S \log^2(x - x_0) - \frac{1}{n^2} [S \log(x - x_0)]^2} \quad (\text{II. 51})$$

$$b = -\frac{a S \log(x - x_0)}{n} \quad (\text{II. 52})$$

Comme dans la méthode des moments, la première équation ne dépend que de x_0 mais on doit la résoudre par approximations successives. Connaissant x_0 , la formule (II. 51) permet d'évaluer a ; enfin, avec x_0 et a , on détermine b par la formule (II. 52). Cette méthode est préférable lorsque l'on dispose de moyens de calcul.

c. Méthode graphique

Ajustement graphique à une loi de Galton : On passe de la loi de Gauss à la loi de Galton par le changement de variable x en $\log(x - x_0)$. Par conséquent, si on connaît x_0 , on pourra tracer l'équivalent de la droite de Henry en portant $\log(x_i - x_0)$ en fonction de $F = (i - 0,5)/n$ sur un papier à probabilité graduée suivant les valeurs de la variable réduite de Gauss. Pour déterminer x_0 , on procédera par tâtonnements en se fixant différentes valeurs de x_0 jusqu'à obtenir l'alignement des points expérimentaux comme le montre la figure II 15.

Pour déterminer a et b , on prendra deux points, par exemple :

$$u = 0 \Rightarrow a \log(x - x_0) + b = 0$$

$$u = -2 \Rightarrow a \log(x - x_0) + b = -2$$

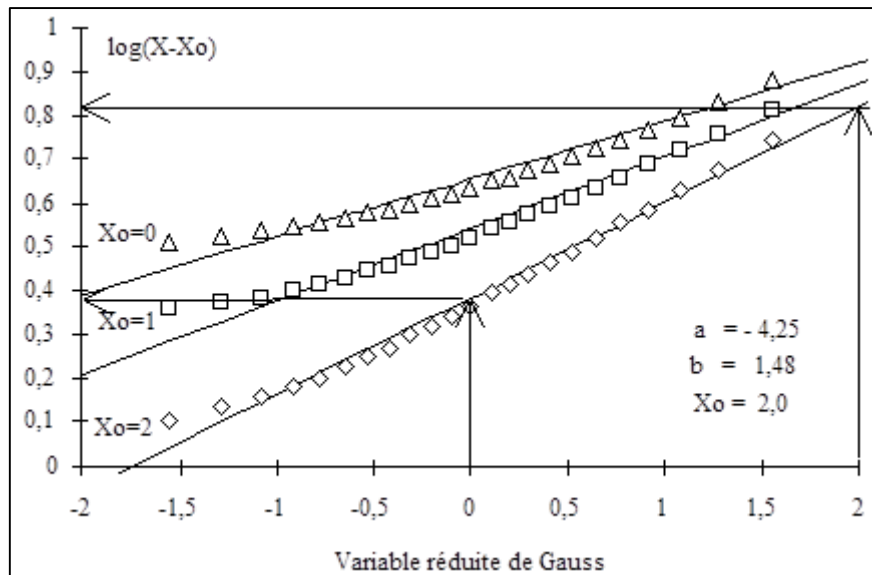


Figure II. 15. Méthode graphique de la loi de Galton (Laborde, 2007)

7.2.3. Test d'adéquation

a. Test de coefficient de variation

Si le coefficient de variation est supérieur à 0.5, l'application de la loi log-normale (Galton) est acceptable.

b. Test de Khi-deux (X^2)

Khi-deux tabulé, fonction du nombre de degré de liberté et du seuil de signification α . Selon l'équation II. 38, le degré de liberté. S'écrit : $\mu=k-p-1$

p : Nombre de paramètres introduits par la loi (la loi log-normale $p=3$ « \bar{x}, σ et x_0 »)

Si X^2 calculé $\leq X^2$ tabulé, la loi d'ajustement (log-normale) sera retenue.

7.2.4. Intervalles de confiance

Selon l'équation II. 39, l'intervalle de confiance s'écrit :

$$I_c = \frac{\sigma_y}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_i^2 + 2} \cdot \mu_\alpha$$

Selon l'équation II. 40, l'intervalle de confiance à 95% s'écrit :

$$I_c = \frac{\sigma_y}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_i^2 + 2} \cdot 1.96$$

Avec :

$$U_i = \frac{Y_i - \bar{Y}}{\sigma_y} \tag{II. 53}$$

- Y_i : Logarithme de la moyenne de la variable
- \bar{Y} : La moyenne des logarithmes
- σ_y : L'écart type des logarithmes

7.2.5. Exemple d'application

Nous disposons de la distribution suivante de débits du cours d'eau exprimés en m³/s

Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
0.83	1.50	2.27	3.63	5.41	6.24	7.47	10.40	15.82
0.84	1.94	2.94	3.75	5.58	6.27	8.07	10.55	17.98
1.01	2.10	3.04	4.59	5.95	6.37	8.79	10.63	18.70
1.11	2.12	3.10	4.71	5.99	6.75	10.11	12.20	22.00
1.40	2.24	3.25	5.35	6.18	6.77	10.19	12.73	22.31

- Calculer le coefficient de variation ?
- En fonction du coefficient de variation, ajuster votre série à une loi normale ou log-normale. Sans tracer le graphe, calculer l'équation de la droite ?

Dans le cas d'un ajustement à une loi log-normale, on donne : Le paramètre d'ajustement X_0 étant estimé graphiquement égal à -1.

- Calculer l'intervalle de confiance à 95% ?
- Estimer la valeur de débit ayant une période de retour égale à 10 ans ?
- Estimer la période de retour de débit le plus fort ?

Coefficient de variation

Selon l'équation (II. 14) : $\bar{Q}_x = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i = 6.92m^3/s$

Selon l'équation (II. 24) : $\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2} = 5.53m^3/s$

Donc : $Cv = \frac{\sigma}{\bar{Q}} = \frac{1.58}{4.76} = 0.80$

Alors, C_v est supérieur à 0.5, l'application de la loi log-normale est acceptable.

Tableau II. 8. Ajustement de la série à une loi log-normale

Rang	Débit	F(x)	$(Q_i - \bar{Q})$	$(Q_i - \bar{Q})^2$	$Q_i - X_0$	$Y_i = \text{Log}(Q_i - X_0)$	$(Y_i - \bar{Q}_y)^2$
1	0.83	0.02	-6.09	0.289	0.289	0.289	0.289
2	0.84	0.04	-6.08	0.286	0.286	0.286	0.286
3	1.01	0.07	-5.91	0.247	0.247	0.247	0.247
4	1.11	0.09	-5.81	0.226	0.226	0.226	0.226
5	1.4	0.11	-5.52	0.176	0.176	0.176	0.176
6	1.5	0.13	-5.42	0.162	0.162	0.162	0.162
7	1.94	0.15	-4.98	0.110	0.110	0.110	0.110
8	2.1	0.17	-4.82	0.095	0.095	0.095	0.095
9	2.12	0.20	-4.8	0.094	0.094	0.094	0.094
10	2.24	0.22	-4.68	0.084	0.084	0.084	0.084
11	2.27	0.24	-4.65	0.081	0.081	0.081	0.081
12	2.94	0.26	-3.98	0.042	0.042	0.042	0.042
13	3.04	0.28	-3.88	0.037	0.037	0.037	0.037
14	3.1	0.30	-3.82	0.035	0.035	0.035	0.035
15	3.25	0.33	-3.67	0.029	0.029	0.029	0.029
16	3.63	0.35	-3.29	0.018	0.018	0.018	0.018
17	3.75	0.37	-3.17	0.015	0.015	0.015	0.015
18	4.59	0.39	-2.33	0.003	0.003	0.003	0.003
19	4.71	0.41	-2.21	0.002	0.002	0.002	0.002
20	5.35	0.43	-1.57	0.000	0.000	0.000	0.000
21	5.41	0.46	-1.51	0.000	0.000	0.000	0.000
22	5.58	0.48	-1.34	0.000	0.000	0.000	0.000
23	5.95	0.50	-0.97	0.002	0.002	0.002	0.002
24	5.99	0.52	-0.93	0.002	0.002	0.002	0.002
25	6.18	0.54	-0.74	0.003	0.003	0.003	0.003
26	6.24	0.57	-0.68	0.004	0.004	0.004	0.004
27	6.27	0.59	-0.65	0.004	0.004	0.004	0.004
28	6.37	0.61	-0.55	0.005	0.005	0.005	0.005
29	6.75	0.63	-0.17	0.008	0.008	0.008	0.008
30	6.77	0.65	-0.15	0.008	0.008	0.008	0.008
31	7.47	0.67	0.55	0.016	0.016	0.016	0.016
32	8.07	0.70	1.15	0.025	0.025	0.025	0.025
33	8.79	0.72	1.87	0.036	0.036	0.036	0.036
34	10.11	0.74	3.19	0.060	0.060	0.060	0.060
35	10.19	0.76	3.27	0.062	0.062	0.062	0.062
36	10.4	0.78	3.48	0.066	0.066	0.066	0.066
37	10.55	0.80	3.63	0.069	0.069	0.069	0.069
38	10.63	0.83	3.71	0.071	0.071	0.071	0.071
39	12.2	0.85	5.28	0.103	0.103	0.103	0.103
40	12.73	0.87	5.81	0.114	0.114	0.114	0.114
41	15.82	0.89	8.9	0.181	0.181	0.181	0.181
42	17.98	0.91	11.06	0.229	0.229	0.229	0.229
43	18.7	0.93	11.78	0.244	0.244	0.244	0.244
44	22	0.96	15.08	0.316	0.316	0.316	0.316
45	22.31	0.98	15.39	0.322	0.322	0.322	0.322
\bar{Q}_x	6.92m ³ /s						
Ecart type (σ_x)			5.53 m ³ /s				
		\bar{Q}_y			0.80 m ³ /s		
Ecart type (σ_y)							0.301 m ³ /s

- La moyenne des logarithmes

$$\bar{Q}_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log(Q_i - X_0) = 0.80 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L'écart type des logarithmes

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\log(Q_i - X_0) - \bar{Q}_y]^2} = 0.301 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. L'équation de la droite

$$a = \frac{1.517}{\sqrt{\log\left(1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right)}} = 3.65$$

$$b = \frac{1.513}{a} - a \log(\bar{x} - x_0) = -2.86$$

$$U_i = a \log(Q_i - Q_0) + b$$

$$U_i = 3.65 \log(Q_i + 1) - 2.86$$

3. L'intervalle de confiance à 95%

$$U_i = \frac{Y_i - \bar{Q}_y}{\sigma_y}$$

$$Y_i = \log(\bar{Q}_x - X_0) = \log(6.92 + 1) = 0.8986$$

$$U_i = \frac{0.8986 - 0.8}{0.301} = 0.32$$

$$I_c = \frac{\sigma_y}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_i^2 + 2} \cdot 1.96 = \frac{0.301}{\sqrt{2 \cdot 45}} \sqrt{0.32^2 + 2} \cdot (1.96) = 0.0903 \text{ m}^3/\text{s}$$

Alors, $I_c = Y_i \pm 0.0903 = 0.8986 \pm 0.0903$ c'est-à-dire $0.8083 < 0.8986 < 0.9889$

Donc, $10^{0.8986} - 1 = 6.92$

$$5.43 < 6.92 < 8.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. La valeur de débit ayant une période de retour égale à 10 ans

$$U_i = 3.65 \log(Q_i + 1) - 2.86 = 1.28$$

$$\log(Q_i + 1) = \frac{1.28 - 2.86}{3.65} = 1.136, \text{ alors } Q_i + 1 = 10^{1.136} = 13.68$$

$$Q = 13.68 - 1 = 12.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

5. La période de retour de débit le plus fort (22.31 m³/s).

$$U_i = 3.65 \log(22.31 + 1) - 2.86 = 2.13$$

Pour $U = 2.13$, $F = 0.9834$ (Tableau II. 3).

$$\text{Donc, } T = \frac{1}{1-F} = \frac{1}{0.0166} = 60 \text{ ans}$$

7.3.Loi de Pearson (Gamma) Type III

Parmi les différentes lois de Pearson, la loi de type III est la plus utilisée en hydrologie

7.3.1. Etapes de calcul

- On calcule les logs de la base 10 de la variable x ($x = \log x$) ;
- On calcule la moyenne des logs ;
- On calcule l'écart type des logs ;
- On calcule l'indice d'asymétrie γ :

$$\gamma = \frac{n^2 (\sum x^3) - 3n(\sum x)(\sum x^2) + 2(\sum x)^3}{n(n-1)(n-2) s^3} \tag{II. 54}$$

- On calcule X_T de probabilité donnée à partir de l'équation suivantes :

$$X_T = M + s K_T \tag{II. 55}$$

- o M : Moyenne des logs
- o S : l'écart type
- o K_T : Facteur de fréquence donnée par le tableau II. 9
- Le facteur de fréquence k_T peut être calculé selon la formule :

$$K_T = \frac{2}{c_s} \left\{ \left[\frac{c_s}{6} \left(z - \frac{c_s}{6} \right) + 1 \right]^3 - 1 \right\} \tag{II. 56}$$

Où z est la variable réduite de la loi normale correspondant à la période de retour T. Si $C_s=1$ la loi Pearson III correspond à la loi normale.

7.3.2. Exemple d'application

Soit la série des débits suivante : 6000, 2800, 5580, 6400, 3690, 2140, 2820, 4000, 408, 1680, 4350, 1290, 2600, 9460, 4640, 1900, 2240, 5200, 8000, 5410, 2270, 5600, 9450, 3500.

Q	log Q	(log Q) ²	(log Q) ³	Q	log Q	(log Q) ²	(log Q) ³
6000	3.7782	14.2744	53.9309	2600	3.4150	11.6620	39.8256
2800	3.4472	11.8829	40.9622	9460	3.9759	15.8077	62.8497
5580	3.7466	14.0373	52.5925	4640	3.6665	13.4434	49.2903
6400	3.8062	14.4870	55.1401	1900	3.2787	10.7502	35.2473
3690	3.5670	12.7236	45.3857	2240	3.3502	11.2242	37.6037
2140	3.3304	11.0916	36.9398	5200	3.7160	13.8086	51.3131
2820	3.4502	11.9042	41.0725	8000	3.9030	15.2341	59.4601
4000	3.6020	12.9748	46.7361	5410	3.7332	13.9367	52.0287
408	2.6107	6.8155	17.7931	2270	3.3560	11.2629	37.7986
1680	3.2253	10.4026	33.5516	5600	3.7482	14.0489	52.6579
4350	3.6385	13.2386	48.1685	9450	3.9754	15.8040	62.8279
1290	3.1106	9.6758	30.0973	3500	3.5441	12.5604	44.5149
Moyen	3.5406						
Ecart type	0.3082						
Somme	84.9753	303.0519	1087.7887				

$$\gamma = \frac{24^2 (1087.79) - 3 * 24(84.97)(303.05) + 2(84.97)^3}{24(24 - 1)(24 - 2) 0.308^3} = -1.10$$

- Estimation de débit décennale

$$X_T = M + s K_T$$

D'après le tableau II. 9, l'indice d'asymétrie ($\gamma = -1.1$) pour une récurrence de 10 ans correspond à un facteur de fréquence K_T égal 1.107.

Donc : $X_T = 3.54 + 0.308 (1.107) = 3.881$

Alors le débit $Q = 10^{3.881} = 7641.35 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau II. 9. Indice d'asymétrie γ en fonction de la période de retour

WEIGHTED SKEW COEFFICIENT C_w	Recurrence Interval In Years							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
	Percent Chance (\geq) = 1-F							
	99	50	20	10	4	2	1	0.5
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016
-0.7	-2.824	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749
-1	-3.022	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	0.18	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	0.21	0.838	1.064	1.24	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351
-1.5	-3.33	0.24	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	0.268	0.808	0.97	1.075	1.116	1.14	1.155
-1.8	-3.499	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	0.294	0.788	0.92	0.996	1.023	1.037	1.044
-2	-3.605	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995
-2.1	-3.656	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907
-2.3	-3.753	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.8	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	0.833
-2.5	-3.845	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8
-2.6	-3.899	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	0.376	0.681	0.724	0.738	0.74	0.74	0.741
-2.8	-3.973	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	0.39	0.651	0.681	0.683	0.689	0.69	0.69
-3	-4.051	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667

7.4. Loi de distribution extrême (Loi de Gumbel)

E-J. Gumbel postule que la loi double exponentielle, ou loi de Gumbel, est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

7.4.1. La fonction de répartition

La fonction de répartition a la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II. 57})$$

Avec $F(x)$ fréquence au non dépassement

α et x_0 sont les paramètres de la loi. Le paramètre α est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que x_0 est le mode (la valeur la plus probable).

Avec, $u = \alpha(x - x_0)$, la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = F(u) = e^{-e^{-u}} \quad (\text{II. 58})$$

$F(u)$ fréquence au non dépassement de la variable u

A partir l'équation « $u = \alpha(x - x_0)$ » en présentera x sous la forme suivante :

$$x = \frac{1}{\alpha}u + x_0 \quad (\text{II. 59})$$

μ : La variable réduite de Gumbel, se calcule par la formule suivante :

$$u = -\text{Ln}(-\text{Ln}f(x)) \quad (\text{II. 60})$$

7.4.2. Estimation des paramètres

a) Méthode des moments

La méthode des moments conduit à des estimations de calcul particulièrement simple et d'emploi très fréquent :

$$\alpha = 0,78 \sigma_X \quad (\text{II. 61})$$

$$X_0 = \bar{x} - 0,577 s \quad (\text{II. 62})$$

$$\left[\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad \text{et} \quad \bar{x} = \frac{\sum x}{n} \right] \quad (\text{II. 63})$$

σ_X est l'écart type de l'échantillon ;

\bar{x} est la moyenne de l'échantillon.

b) Méthode du maximum de vraisemblance

On aboutit au système résolutif suivant :

$$s + \frac{\sum x e^{-x/s}}{\sum e^{-x/s}} = \bar{x} \quad (\text{II. 64})$$

$$x_0 = s \text{Ln} \left[\frac{\sum e^{-x/s}}{n} \right] \quad (\text{II. 65})$$

La première équation est implicite en s ; elle ne peut donc se résoudre que par itération. Ayant déterminé s , la deuxième équation permet la détermination de x_0 .

La méthode du maximum de vraisemblance ne s'utilise que lorsque l'on dispose de moyens de calcul automatique.

c) Méthode graphique

Cette loi à deux paramètres se prête très facilement à des ajustements graphiques.

La variable réduite de Gumbel $u = \alpha (x - x_0)$ s'exprime très facilement en fonction de la fréquence (Equations II 58 et II 60).

Ainsi, en portant arithmétiquement les valeurs de x en fonction de leur fréquence expérimentale au non-dépassement selon un axe gradué arithmétiquement en u, on doit obtenir une droite

$$x_q = a + b\mu.$$

L'avantage d'utiliser la variable réduite de Gumbel μ est que l'expression d'un quantile est alors linéaire. En conséquence, dès lors que les points de la série à ajuster peuvent être reportés dans un système d'axes x et μ , il est possible d'ajuster une droite qui passe le mieux par ces points et d'en déduire les deux paramètres a (le mode x_0) et b (la pente de cette droite « gradex ») de la loi. L'estimation des paramètres a et b de l'ajustement peut se faire graphiquement (ajustement à l'œil ou à l'aide d'une régression statistique).

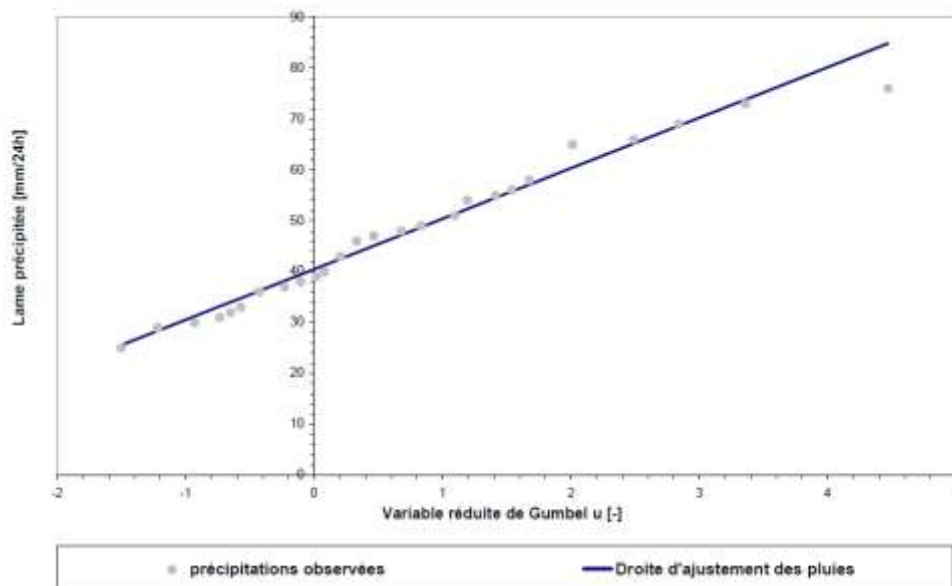


Figure II. 16. La méthode graphique de la loi de Gumbel

Par la méthode des moments les paramètres a et b sont calculés d'après les formules :

$$\begin{cases} b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma \\ a = m - b\gamma \end{cases} \text{ Avec : } \sigma \text{ :Ecart type ; } m \text{ : Moyenne ; } \gamma \text{ : Constante d'Euler (=0.5772).}$$

7.4.3. Etapes d'ajustement d'un échantillon à la loi de Gumbel

Pour ajuster un échantillon à la loi de Gumbel il faut :

- Classer les valeurs extrêmes par ordre croissant ;
- Calculer pour chacune de valeur la fréquence expérimentale au non dépassement

$$F = \frac{1}{n + 1}$$

- Déterminer pour chacune de valeur de l'échantillon la variable réduite de Gumbel « u »

$$u = -\text{Ln}[-\text{Ln}(f(x))]$$
- Calculer les paramètres caractéristiques de l'échantillon (moyen et écart type) ;
- Calculer les paramètres d'ajustement de Gumbel

$$\frac{1}{\alpha} = R \frac{\sigma_x}{\sigma_u} \quad (\text{II. 66})$$

- R : Coefficient de corrélation entre les variables x et u ;
- σ_x : Ecart type de la variable x ;
- σ_u : Ecart type de la variable u.

$$R = \frac{\sum(x-\bar{x})(u-\bar{u})}{\sqrt{\sum(x-\bar{x})^2} \sqrt{\sum(u-\bar{u})^2}} \quad (\text{II. 67})$$

$$-1 < R < 1$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{u} \quad (\text{II. 68})$$

- Tracer la droite de Gumbel selon l'équation suivante :

$$x = \frac{1}{\alpha} u + x_0 \quad (\text{II. 69})$$

7.4.4. Exemple d'application

Soient les débits suivants : 6.2, 10.5, 9.8, 6.3, 15.1, 3.4, 2.9, 18, 14.5, 10.5, 7.3, 9.4, 14.1, 8.6, 6.6, 11.3, 6.9, 4.8, 3.3., 5.7.

- Déterminer les paramètres caractéristiques de l'échantillon ?
- Calculer les paramètres d'ajustement de Gumbel ?
- Déterminer l'équation de la droite ?
- Calculer le débit décennal ?

Tableau II. 10. Ajustement de la série à une loi de Gumbel

i	x	F(x)	u	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$\sum (x - \bar{x})^2$	\bar{u}	$(u - \bar{u})$	$\sum (u - \bar{u})^2$	$\sum (x - \bar{x})(u - \bar{u})$
1	2.9	0.05	-1.11	8.76	-5.86	34.34	0.52	-1.64	2.68	9.59
2	3.3	0.10	-0.86	8.76	-5.46	29.81	0.52	-1.38	1.90	7.52
3	3.4	0.14	-0.67	8.76	-5.36	28.73	0.52	-1.19	1.41	6.37
4	4.8	0.19	-0.51	8.76	-3.96	15.68	0.52	-1.03	1.06	4.07
5	5.7	0.24	-0.36	8.76	-3.06	9.36	0.52	-0.88	0.78	2.71
6	6.2	0.29	-0.23	8.76	-2.56	6.55	0.52	-0.75	0.56	1.92
7	6.3	0.33	-0.09	8.76	-2.46	6.05	0.52	-0.62	0.38	1.52
8	6.6	0.38	0.04	8.76	-2.16	4.67	0.52	-0.49	0.24	1.05
9	6.9	0.43	0.17	8.76	-1.86	3.46	0.52	-0.36	0.13	0.66
10	7.3	0.48	0.30	8.76	-1.46	2.13	0.52	-0.22	0.05	0.33
11	8.6	0.52	0.44	8.76	-0.16	0.03	0.52	-0.09	0.01	0.01
12	9.4	0.57	0.58	8.76	0.64	0.41	0.52	0.06	0.00	0.04
13	9.8	0.62	0.73	8.76	1.04	1.08	0.52	0.21	0.04	0.22
14	10.5	0.67	0.90	8.76	1.74	3.03	0.52	0.38	0.14	0.66
15	10.5	0.71	1.09	8.76	1.74	3.03	0.52	0.57	0.32	0.99
16	11.3	0.76	1.30	8.76	2.54	6.45	0.52	0.78	0.61	1.98
17	14.1	0.81	1.55	8.76	5.34	28.52	0.52	1.03	1.06	5.51
18	14.5	0.86	1.87	8.76	5.74	32.95	0.52	1.35	1.81	7.73
19	15.1	0.90	2.30	8.76	6.34	40.20	0.52	1.78	3.16	11.28
20	18	0.95	3.02	8.76	9.24	85.38	0.52	2.50	6.24	23.07
Moyen	8.76		0.52			341.85			22.59	87.23
Ecarttype	4.24		1.09							
$\sqrt{\sum (x - \bar{x})^2}$						18.49	$\sqrt{\sum (u - \bar{u})^2}$		4.75	

$$R = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x - \bar{x})^2} \sqrt{\sum (y - \bar{y})^2}} = \frac{87.23}{18.49(4.75)} = \frac{87.23}{87.88} = 0.99$$

$$F(x) = \frac{i}{n+1}, \text{ et } u = -\ln(-\ln(f(x)))$$

- Les paramètres d'ajustement de Gumbel (α et X_0)

$$\frac{1}{\alpha} = R \frac{\sigma_x}{\sigma_u} = 0.99 \frac{4.24}{1.09} = 3.85$$

Donc, $\alpha = \frac{1}{3.85} = 0.26$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{u} = 8.76 - 3.85(0.52) = 8.76 - 2$$

Alors, $X_0 = 6.76$

- L'équation de la droite

$$x = \frac{1}{\alpha} u + x_0 = 3.85u + 6.76$$

- Le débit décennal

Pour une période de retour de 10 ans $F_{non-dép} = 1 - (1/10) = 0.9$

D'après le tableau ci-dessous, pour $F = 0.9$ la variable réduite de Gumbel ($u = 2.25$).

Donc, $Q_{10} = 3.85(2.25) + 6.76 = 15.42 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau II. 11. Fréquences, récurrences et variables réduites de Gumbel

F(x)	Récurrence	$u = -(\ln(-\ln F(x)))$
0.9	10 ans	2.25
0.95	20 ans	2.97
0.98	50 ans	3.90
0.99	100 ans	4.55
0.999	1000 ans	6.90

8. Homogénéité des deux séries d'observation

Nous disposons pour la plupart des stations algériennes de deux séries d'observations. L'une portant sur la période 1913-1938 et déjà étudiée par Seltzer dans sa climatologie de l'Algérie. L'autre intéressant les relevés récents.

Si l'on suppose que les deux séries d'échantillons sont extraites d'une population unique de distribution normale de moyenne et d'écart type. Il existe des méthodes permettant de vérifier cette appartenance.

8.1. Méthode de Fisher Student pour l'étude des moyennes

Si les deux échantillons appartiennent bien à la même population, la différence $\bar{x}_1 - \bar{x}_2$ sera distribué normalement autour d'une moyenne nulle et écart type σ

L'inconnu δ sera estimé selon la méthode de Fisher Student à partir la relation :

$$\delta^2 = \frac{(n_1-1)\sigma_1^2 + (n_2-1)\sigma_2^2}{n_1+n_2-2} \quad (\text{II. 70})$$

σ_1^2 : Ecart type de la série 1 ;

σ_2^2 : Ecart type de la série 2 ;

n_1 : Effectif total de la série 1 ;

n_2 : Effectif total de la série 2.

La table T de Student Fisher donnée par :

$$T = \frac{[\bar{x}_1 - \bar{x}_2]}{\delta \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} \text{ et } v = n_1 + n_2 - 2 \quad (\text{II. 71})$$

8.2. Méthode de Snedecor pour l'étude de variance

Si l'on suppose que les deux séries normalement distribuées présentent une même variance ou un même écart type, les estimations de ces paramètres fournies par les échantillons σ_1^2 , σ_2^2 , v_1 , v_2 (v_1 , v_2 degrés de liberté) doivent être tels que le rapport : $F = \frac{\sigma_1^2}{\sigma_2^2}$ soit proche de l'unité.

Les tests de Snedecor consistent précisément à déterminer la valeur de F ayant les probabilités $P_{0.05}$ et $P_{0.01}$ d'être dépassé par le seul jeu de fluctuation (variation).

Pour chaque série :

$$\begin{cases} v_1 = n_1 - 1 \\ v_2 = n_2 - 1 \end{cases} \text{ Les nombres de degrés de libertés de } \sigma_1^2 \text{ et } \sigma_2^2$$

Remarque : Pour éviter les erreurs il se fait d'appeler l'échantillon 01 celui qui présente la plus grande variance.

$\begin{cases} \text{Si } F_{\text{calculé}} < F_{\text{tabulé}} & \text{Appartenance à la population} \\ \text{Si } F_{\text{calculé}} > F_{\text{tabulé}} & \text{"non - Appartenance à la population"} \end{cases}$

8.3. Exemple d'application

On dispose sur une station des deux séries de données

Tableau II. 12. Exemple d'homogénéisation des deux séries d'observation

Ordre	Série I (x)	Série II (y)
1	92	54
2	63	42
3	21	76
4	10	69
5	54	37
6	12	32
7	1	9
8	1	2
9	1	1
10	3	12
11	24	21
12	42	36
Somme	324	391
Moyen (\bar{x} et \bar{y})	27	32.58
Ecart type (σ_x et σ_y)	29.60	24.93
Variance (σ_x^2 et σ_y^2)	876.18	621.54

- Fisher Student

$$\delta^2 = \frac{(n_1 - 1)\sigma_1^2 + (n_2 - 1)\sigma_2^2}{n_1 + n_2 - 2} = \frac{(12 - 1)876.2 + (12 - 1)621.5}{22} = 748.8$$

Alors, $\delta = \sqrt{748.8} = 27$

$$T = \frac{[\bar{x}_1 - \bar{x}_2]}{\delta \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} = \frac{27 - 33}{27 \sqrt{\frac{1}{12} + \frac{1}{12}}} = \frac{6}{27\sqrt{0.16}} = 0.54$$

$$v = n_1 + n_2 - 2 = 22$$

D'après le tableau II 13, pour $P_{0.05} T_{\text{tabulé}}=2.07$

Donc $T_{\text{calculé}} = 0.54 < T_{\text{tabulé}} = 2.07$

Alors, les deux séries sont issues d'une même population

Tableau II. 13. Table fréquentielle de Student

n/P	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01
1	0,158	0,325	0,510	0,727	1,000	1,365	1,963	3,078	6,314	12,71	31,82	63,66
2	0,142	0,289	0,445	0,617	0,816	1,061	1,386	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925
3	0,137	0,277	0,424	0,584	0,765	0,978	1,250	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841
4	0,134	0,271	0,414	0,569	0,741	0,941	1,190	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604
5	0,132	0,267	0,408	0,559	0,727	0,920	1,156	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032
6	0,131	0,265	0,404	0,553	0,718	0,906	1,134	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707
7	0,130	0,263	0,402	0,549	0,711	0,896	1,119	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499
8	0,130	0,262	0,399	0,546	0,706	0,889	1,108	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355
9	0,129	0,261	0,398	0,543	0,703	0,883	1,100	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250
10	0,129	0,260	0,397	0,542	0,700	0,879	1,093	1,373	1,812	2,228	2,764	3,163
11	0,129	0,260	0,396	0,540	0,697	0,876	1,088	1,363	1,796	2,201	2,718	3,106
12	0,128	0,259	0,395	0,539	0,695	0,873	1,083	1,356	1,782	2,179	2,681	3,055
13	0,128	0,259	0,394	0,538	0,694	0,870	1,079	1,350	1,771	2,160	2,650	3,012
14	0,128	0,258	0,393	0,537	0,692	0,868	1,076	1,345	1,761	2,145	2,624	2,977
15	0,128	0,258	0,393	0,536	0,691	0,866	1,074	1,341	1,753	2,131	2,602	2,947
16	0,128	0,258	0,392	0,535	0,690	0,865	1,071	1,337	1,746	2,120	2,583	2,921
17	0,128	0,257	0,392	0,534	0,689	0,863	1,069	1,333	1,740	2,110	2,567	2,898
18	0,127	0,257	0,392	0,534	0,688	0,862	1,067	1,330	1,734	2,101	2,552	2,878
19	0,127	0,257	0,391	0,533	0,688	0,861	1,066	1,328	1,729	2,093	2,539	2,861
20	0,127	0,257	0,391	0,533	0,687	0,860	1,064	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845
21	0,127	0,257	0,391	0,532	0,686	0,859	1,063	1,323	1,721	2,080	2,518	2,831
22	0,127	0,256	0,390	0,532	0,686	0,858	1,061	1,321	1,717	2,074	2,508	2,819
23	0,127	0,256	0,390	0,532	0,685	0,858	1,060	1,319	1,714	2,069	2,500	2,807
24	0,127	0,256	0,390	0,531	0,685	0,857	1,059	1,318	1,711	2,064	2,492	2,797
25	0,127	0,256	0,390	0,531	0,684	0,856	1,058	1,316	1,708	2,060	2,483	2,787
26	0,127	0,256	0,390	0,531	0,684	0,856	1,058	1,315	1,706	2,056	2,479	2,779
27	0,127	0,256	0,389	0,531	0,684	0,855	1,057	1,314	1,703	2,052	2,473	2,771
28	0,127	0,256	0,389	0,530	0,683	0,855	1,056	1,313	1,701	2,048	2,467	2,763
29	0,127	0,256	0,389	0,530	0,683	0,854	1,055	1,311	1,699	2,045	2,462	2,756
30	0,127	0,256	0,389	0,530	0,683	0,854	1,055	1,310	1,697	2,042	2,457	2,750
100	0,126	0,253	0,385	0,524	0,674	0,842	1,036	1,282	1,645	1,960	2,326	2,576

La table ci-dessus donne la valeur du t de Student ayant la probabilité P d'être dépassée en valeur absolue, en fonction du nombre de degré de liberté v. Exemple : pour v=20 il y a moins de 5% de chance d'avoir $|t| > 2,528$

- **Snedecor**

$$F = \frac{\sigma_1^2}{\sigma_2^2} = \frac{876.2}{621.5} = 1.41$$

D'après le tableau II 14, pour $\begin{cases} v_1 = 12 \\ v_2 = 12 \end{cases} F=2.69$, Pour $\begin{cases} v_1 = 8 \\ v_2 = 8 \end{cases} F=3.44$

Pour notre exemple $\begin{cases} v_1 = n - 1 = 11 \\ v_2 = n - 1 = 11 \end{cases}$

Afin de déterminer F qui correspond à v1=11 et v2=11 pour une probabilité P_{0.05}, on doit calculer F pour chaque unité :

$$F_{\text{unité}} = \frac{2.69 - 3.44}{12 - 8} = -0.18$$

Alors, F correspond à v_1 et $v_2=11$ égal F (v_1 et $v_2=8$) plus 3 fois $F_{\text{unité}}$.

Soit $3.44 + 3(-0.18) = 2.88$

$$F_{\text{calculé}} = 1.41 < F_{\text{tabulé}} = 2.88$$

Les deux séries appartiennent à la même population

Tableau II. 14. Table fréquentielle de Snédecor

v1/v2	1	2	3	4	5	6	8	12	24	Inf.
1	161,4	199,5	215,7	224,6	230,2	234,0	238,9	243,9	249,1	254,3
2	18,51	19,00	19,16	19,25	19,30	19,33	19,37	19,41	19,45	19,50
3	10,13	9,552	9,277	9,117	9,013	8,941	8,845	8,745	8,638	8,526
4	7,709	6,944	6,591	6,388	6,256	6,163	6,041	5,912	5,774	5,628
5	6,608	5,786	5,409	5,192	5,050	4,950	4,818	4,678	4,527	4,365
6	5,987	5,143	4,757	4,534	4,387	4,284	4,147	4,000	3,841	3,669
7	5,591	4,737	4,347	4,120	3,972	3,866	3,726	3,575	3,410	3,230
8	5,318	4,459	4,066	3,838	3,688	3,581	3,438	3,284	3,115	2,928
9	5,117	4,256	3,863	3,633	3,482	3,374	3,230	3,073	2,900	2,707
10	4,965	4,103	3,708	3,478	3,326	3,217	3,072	2,913	2,737	2,538
11	4,844	3,982	3,587	3,357	3,204	3,095	2,948	2,788	2,609	2,404
12	4,747	3,885	3,490	3,259	3,106	2,996	2,849	2,687	2,505	2,296
13	4,667	3,806	3,411	3,179	3,025	2,915	2,767	2,604	2,420	2,206
14	4,600	3,739	3,344	3,112	2,958	2,848	2,699	2,534	2,349	2,131
15	4,543	3,682	3,287	3,056	2,901	2,790	2,641	2,475	2,288	2,066
16	4,494	3,634	3,239	3,007	2,852	2,741	2,591	2,425	2,235	2,010
17	4,451	3,592	3,197	2,965	2,810	2,699	2,548	2,381	2,190	1,960
18	4,414	3,555	3,160	2,928	2,773	2,661	2,510	2,342	2,150	1,917
19	4,381	3,522	3,127	2,895	2,740	2,628	2,477	2,308	2,114	1,878
20	4,351	3,493	3,098	2,866	2,711	2,599	2,447	2,278	2,082	1,843
21	4,325	3,467	3,072	2,840	2,685	2,573	2,420	2,250	2,054	1,812
22	4,301	3,443	3,049	2,817	2,661	2,549	2,397	2,226	2,028	1,783
23	4,279	3,422	3,028	2,796	2,640	2,528	2,375	2,204	2,005	1,757
24	4,260	3,403	3,009	2,776	2,621	2,508	2,355	2,183	1,984	1,733
25	4,242	3,385	2,991	2,759	2,603	2,490	2,337	2,165	1,964	1,711
26	4,225	3,369	2,975	2,743	2,587	2,474	2,321	2,148	1,946	1,691
27	4,210	3,354	2,960	2,728	2,572	2,459	2,305	2,132	1,930	1,672
28	4,196	3,340	2,947	2,714	2,558	2,445	2,291	2,118	1,915	1,654
29	4,183	3,328	2,934	2,701	2,545	2,432	2,278	2,104	1,901	1,638
30	4,171	3,316	2,922	2,690	2,534	2,421	2,266	2,092	1,887	1,622
40	4,085	3,232	2,839	2,606	2,449	2,336	2,180	2,003	1,793	1,509
60	4,001	3,150	2,758	2,525	2,368	2,254	2,097	1,917	1,700	1,389
120	3,920	3,072	2,680	2,447	2,290	2,175	2,016	1,834	1,608	1,254
Inf.	3,841	2,996	2,605	2,372	2,214	2,099	1,938	1,752	1,517	1,000

La table ci-dessus donne la valeur de F ayant 5% de chance d'être dépassée en fonction des nombres de degré de liberté V_1 et V_2 :

$$F = \frac{\sigma_1^2}{\sigma_2^2} = \frac{V_1}{V_2} = \frac{\text{Plus forte var.}}{\text{Plus faible var.}} \quad (\text{II. 72})$$

(V_1 nombre de degré de liberté de la plus forte variance ; V_2 pour la plus faible).

Pour tester un coefficient de corrélation multiple R obtenu avec n observations et k variables explicatives on sait que la variable F suit une loi de Fischer Snédecor à $V_1=k$ et $V_2=n-k-1$ degrés de liberté avec :

$$F = \frac{n-k-1}{k} \frac{R^2}{1-R^2} \quad (\text{II. 73})$$

Si la valeur de F obtenue est supérieure à la valeur lue dans la table, on peut rejeter l'hypothèse selon laquelle le véritable coefficient de corrélation multiple est nul avec un risque d'erreur inférieur à 5%. On dira que le R expérimental est significativement différent de 0 au seuil de 5%.

9. Notion de régression et de corrélation : application aux relations "Pluie-Débit"

9.1. Relation pluie – débit

Les relations entre les précipitations et les écoulements qui en résultent, constituent une partie essentielle du cycle hydrologique et par conséquent leur étude est nécessaire :

- Pour bien comprendre les processus qui interviennent dans la genèse des débits ;
- Pour combler les lacunes des relevés des stations de jaugeages et reconstituer par extrapolation ces relevés dans le passé ;
- Pour estimer les caractéristiques hydrologiques de bassins versants non pourvus de stations de jaugeages ;
- Pour prévoir le comportement des bassins versants perturbés par l'homme ;
- Pour prédéterminer les débits de fréquences exceptionnelles ;
- Pour prévoir en temps réel les hauteurs d'eau ou les débits.

Ces relations peuvent être établies pour des pas de temps très divers, depuis 10 minutes jusqu'à une année. Elles peuvent prendre des formes très diverses :

- Modèles hydrologiques plus sophistiqués (modèles à base physique, conceptuels, empiriques...), prenant en considération les fonctions de production et de routage ;
- Modèles de corrélation : *une régression très simple liant les lames d'eau écoulées aux hauteurs de précipitations* (utilisables seulement dans un certain nombre de cas particuliers),

9.2. Notion de corrélation

Soit deux phénomènes sur lesquels on a pu faire une série de mesures X et Y. On dispose alors de n couples (xi, yi). Ces points peuvent être représentés dans un graphique gradué en x et en y. Pour étudier les relations ou corrélations entre deux variables statistiques, on peut les porter sur un graphique.

Exemple : relation pluie-débit

Pour chaque pas du temps de l'échantillon, on porte sur un graphique :

- La pluie en abscisse (l'abscisse d'un point correspond à sa projection sur l'axe horizontal)
- Le débit en ordonnée (l'ordonnée d'un point correspond à sa projection sur l'axe vertical)

Chaque individu est donc, dans ce graphique, représenté par un point (point représentatif). Soit un individu ayant une pluie qui correspond à un débit :

Dans la figure II 17, il y aura donc autant de points qu'il y a d'individus dans l'échantillon.

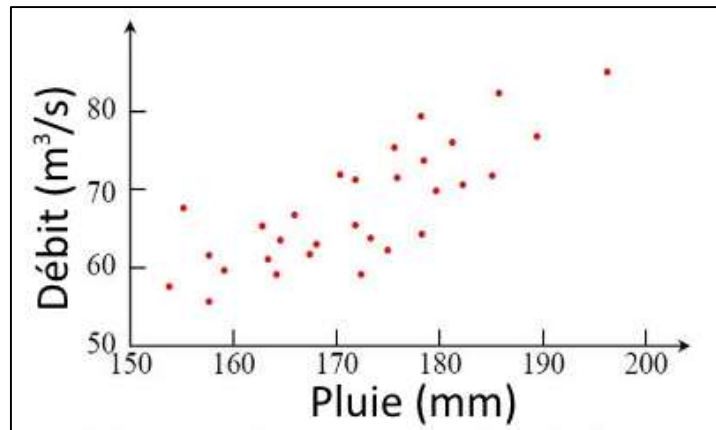


Figure II. 17. Relation Pluie-Débit

On peut tracer une droite qui passe au mieux par ces points (au milieu du "nuage" de points).

- Si cette droite "monte", on dira qu'il y a corrélation positive entre les deux variables.
- Si elle "descend", c'est une corrélation négative.
- Si elle est "horizontale", ou si on ne peut pas décider, c'est qu'il y a absence de corrélation.

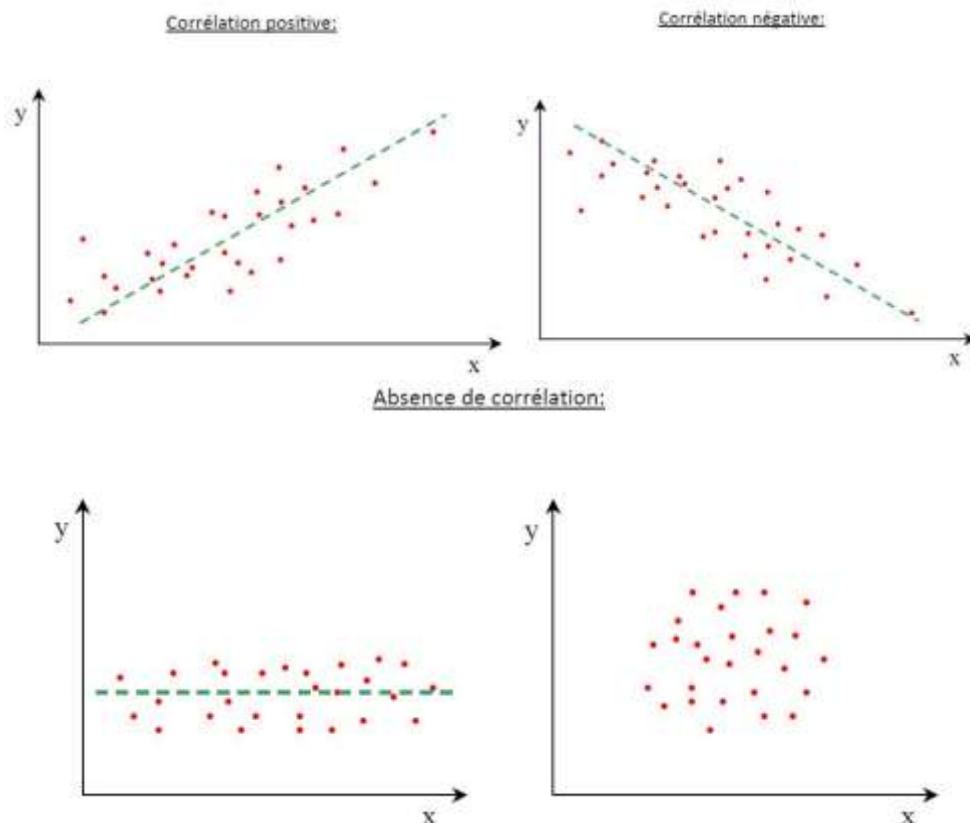


Figure II. 18. Types de corrélation linéaire

La qualité de la corrélation entre deux variables peut se mesurer par la dispersion des points autour de la relation moyenne (Fig. II 19) :

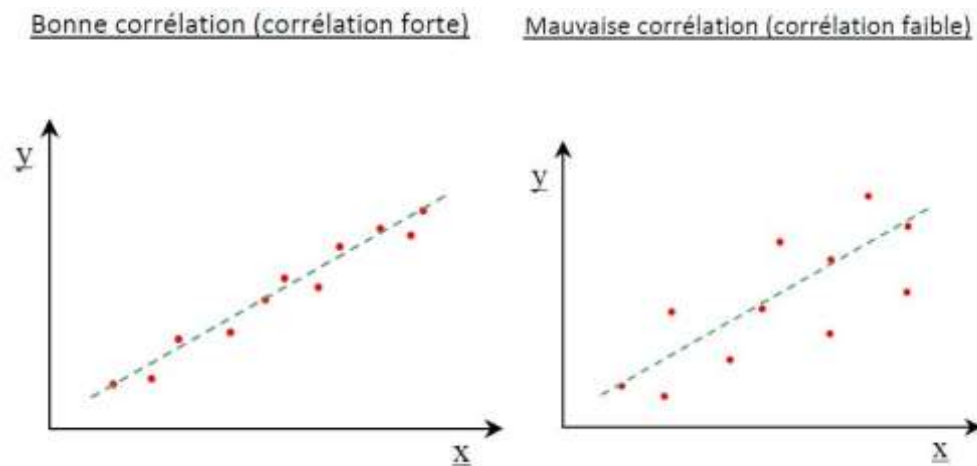


Figure II. 19. Qualité de corrélation

9.3. Coefficient de corrélation

Le signe de la pente a donné le sens de corrélation, mais pas sa qualité ($a > 0$ corrélation positive, $a < 0$ corrélation négative et $a = 0$ pas de corrélation). La qualité de la corrélation peut être mesurée par un coefficient de corrélation r (Equation II. 74) :

$$R = \frac{\sum(x-\bar{x})(y-\bar{y})}{\sqrt{\sum(x-\bar{x})^2}\sqrt{\sum(y-\bar{y})^2}} \quad (\text{II. 74})$$

Le coefficient de corrélation est compris entre +1 et -1

- Si : $r = +1$ où $r = -1$, la relation est dite fonctionnelle ;
- Si : $r = 0$, les variables sont indépendantes.

Remarques :

- Le coefficient de corrélation nous donne des informations sur l'existence d'une relation linéaire (sous forme d'une droite) entre les deux grandeurs considérées. Un coefficient de corrélation nul ne signifie pas l'absence de toute relation entre les deux grandeurs. Il peut exister une relation non linéaire entre elles (multiplicative ou exponentielle).
- Il ne faut pas confondre corrélation et relation causale. Une bonne corrélation entre deux grandeurs peut révéler une relation de cause à effet entre elles, mais pas nécessairement. L'existence d'une corrélation, aussi bonne soit elle, n'est jamais la preuve d'une relation de cause à effet.

9.4. Utilisation pratique de la régression simple

Une des utilisations les plus fréquentes est l'extension de séries de données hydro-pluviométriques. Soit deux séries de données X et Y ; X a été observée n fois et Y k fois. Soit k le nombre de couples (x,y) dont on dispose ; on se propose d'établir, à partir de ces k couples, la courbe de régression de y en x , puis à partir des valeurs de x , de reconstituer les $(n - k)$ valeurs de y non observées.

9.5. Exemple d'application

Supposons une série de 4 mois de données pluviométriques (PP) inscrites dans un bassin versant (à pas du temps mensuel), avec sa réponse hydrométrique (Q) à l'exutoire :

Mois	Décembre	Janvier	Février	Mars
Pluie (PP en mm)	40	40	30	50
Débit (Q en m ³ /s)	5	6	4	5

Trouvez la droite de régression et le coefficient de corrélation ?

Calculons tout d'abord :

- $\overline{PP} = \frac{1}{n} \sum PP = 40 \text{ mm}$
- $\overline{Q} = \frac{1}{n} \sum Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

Complétons le tableau suivant :

PP	Q	$PP - \overline{PP}$	$Q - \overline{Q}$	$(PP - \overline{PP})^2$	$(Q - \overline{Q})^2$	$(PP - \overline{PP})(Q - \overline{Q})$
40	5	0	0	0	0	0
40	6	0	+1	0	+1	0
30	4	-10	-1	+100	+1	+10
50	5	+10	0	+100	0	0

On a donc :

- $\sum (PP - \overline{PP})^2 = 200$
- $\sum (Q - \overline{Q})^2 = 2$
- $\sum (PP - \overline{PP})(Q - \overline{Q}) = 10$

Les coefficients de la droite de régression sont :

- $a = \frac{\sum (PP - \overline{PP})(Q - \overline{Q})}{\sum (PP - \overline{PP})^2} = \frac{10}{200} = 0.05$
- $b = \overline{Q} - a \cdot \overline{PP} = 5 - (0.05 * 40) = 3$

$$\text{Alors, } Q = 0.05PP + 3$$

Et le coefficient de corrélation :

$$R = \frac{\sum (PP - \overline{PP})(Q - \overline{Q})}{\sqrt{\sum (PP - \overline{PP})^2} \sqrt{\sum (Q - \overline{Q})^2}} = \frac{10}{\sqrt{200} \sqrt{2}} = \frac{10}{15.55} = 0.64$$

La corrélation est positive et de qualité moyenne

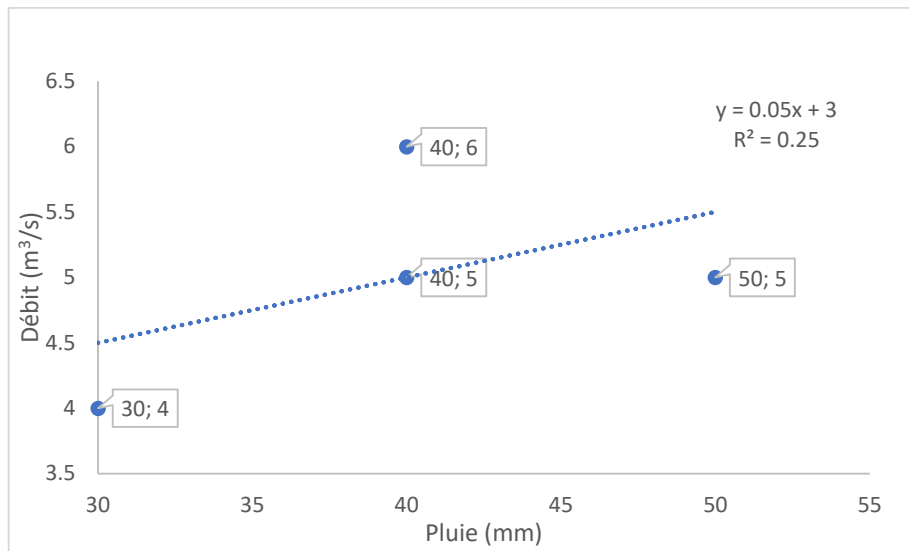


Figure II. 20. Relation Pluie-Débit

Exercices

Exercice 01

Soient les séries d'observations des pluies annuelles en trois stations A, B, et C données par le tableau suivant :

Année	Précipitations annuelles (mm)			Année	Précipitations annuelles (mm)		
	Station A	Station B	Station C		Station A	Station B	Station C
1910	222	-	185	1925	266	136	-
1911	150	-	192	1926	327	184	-
1912	281	-	351	1927	310	252	-
1913	210	-	240	1928	360	285	-
1914	172	-	250	1929	413	318	-
1915	260	229	332	1930	258	206	250
1916	252	208	-	1931	225	156	242
1917	321	204	-	1932	308	237	221
1918	382	359	-	1933	-	209	320
1919	364	236	-	1934	-	209	325
1920	193	-	250	1935	349	-	250
1921	294	-	325	1936	421	-	225
1922	235	155	221	1937	151	-	352
1923	366	317	341	1938	185	-	151
1924	329	273	-	1939	273	-	120

- Quelle station utiliseriez-vous pour compléter les données manquantes à la station B ?
- Reporter sur du papier millimétré les k couples de valeurs ?
- Calculer le coefficient de corrélation ?
- Déterminer les paramètres a et b de la droite de régression, le gain réel obtenu ainsi que les nouvelles moyenne et variance ?
- Reconstituer les valeurs manquantes de la série des pluies annuelles de la station B ?
- Tracer la droite de régression ?

Exercice 02 :

Soient les précipitations annuelles tombées sur une station du centre algérois pendant une période de 20 ans

Année	Pluies (mm)	Année	Pluies (mm)
1980	102	1990	146
1981	325	1991	400
1982	315	1992	321
1983	408	1993	369
1984	398	1994	176
1985	247	1995	277
1986	189	1996	309
1987	345	1997	124
1988	211	1998	174
1989	150	1999	333

- Calculer les paramètres caractéristiques suivants de votre distribution :
 - La moyenne arithmétique
 - La moyenne harmonique
 - La moyenne géométrique
 - La médiane
 - Le mode
 - L'écart type
- Vérifier par le test de Cv et du X^2 l'ajustement de votre série à une loi de distribution de Gauss ?
- Calculer les précipitations fréquentielles décennales et centennales fortes ?
- Calculer l'intervalle de confiance à 95% correspondant au module centennal ?
- Calculer les périodes de retour du module pluviométrique le plus fort et le plus faible ?

Exercice 03 :

Soit la série classée de la lame d'eau tombée sur une station donnée exprimée en mm.

Rang	Pluie (mm)	Rang	Pluie (mm)
1	29	11	110
2	33	12	120
3	42	13	137
4	43	14	140
5	51	15	147
6	64	16	150
7	70	17	158
8	72	18	189
9	104	19	250
10	109	20	311

- Calculer :
 - o Deux paramètres de position au choix
 - o Deux paramètres de dispersions au choix
- Calculer la médiane, le mode et l'étendue ?

- Vérifier par le test de Cv l'adéquation de votre série à une loi de distribution statistique ?
- En supposant $X_0 = 25$. Sans tracer la droite, calculer son équation ?

Dans le cas d'un ajustement à une loi de Galton on donne :

$$a = \frac{1.517}{\sqrt{\log\left(1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right)}}, \text{ et } b = \frac{1.513}{a} - a \log(\bar{x} - x_0)$$

- Calculer l'intervalle de confiance à 95% ?
- Estimer la valeur des précipitations ayant une période de retour égale à 20 ans ?
- Indiquer la période de retour de la pluie la plus forte observée ?

Exercice 04 :

Soit les débits des crues mesurés dans un Oued exprimés en m³/s sur une période de 23 ans :

Rang	Débits (m ³ /s)	Rang	Débits (m ³ /s)
1	2.6	12	4.04
2	3	13	4.13
3	3.09	14	4.2
4	3.4	15	4.3
5	3.4	16	4.34
6	3.5	17	4.42
7	3.7	18	5.15
8	3.7	19	5.2
9	3.7	20	5.2
10	3.9	21	5.55
11	3.9	22	6.4
		23	6.45

- Déterminer les paramètres caractéristiques de l'échantillon ?
- Calculer les paramètres d'ajustement de Gumbel ?
- Déterminer l'équation de la droite ?
- Calculer le débit décennal ?

Exercice 05 :

On dispose sur une station donnée les deux séries d'observations suivantes :

Série 1	27	34	93	134	191	77	12	2	11	54	132	224
Série 2	92	63	21	10	54	12	1	1	1	3	24	42

Vérifier par les deux tests (Fisher - Student et Snedecor) l'appartenance ou non de vos deux séries à une même population mer ?

Exercice 06 :

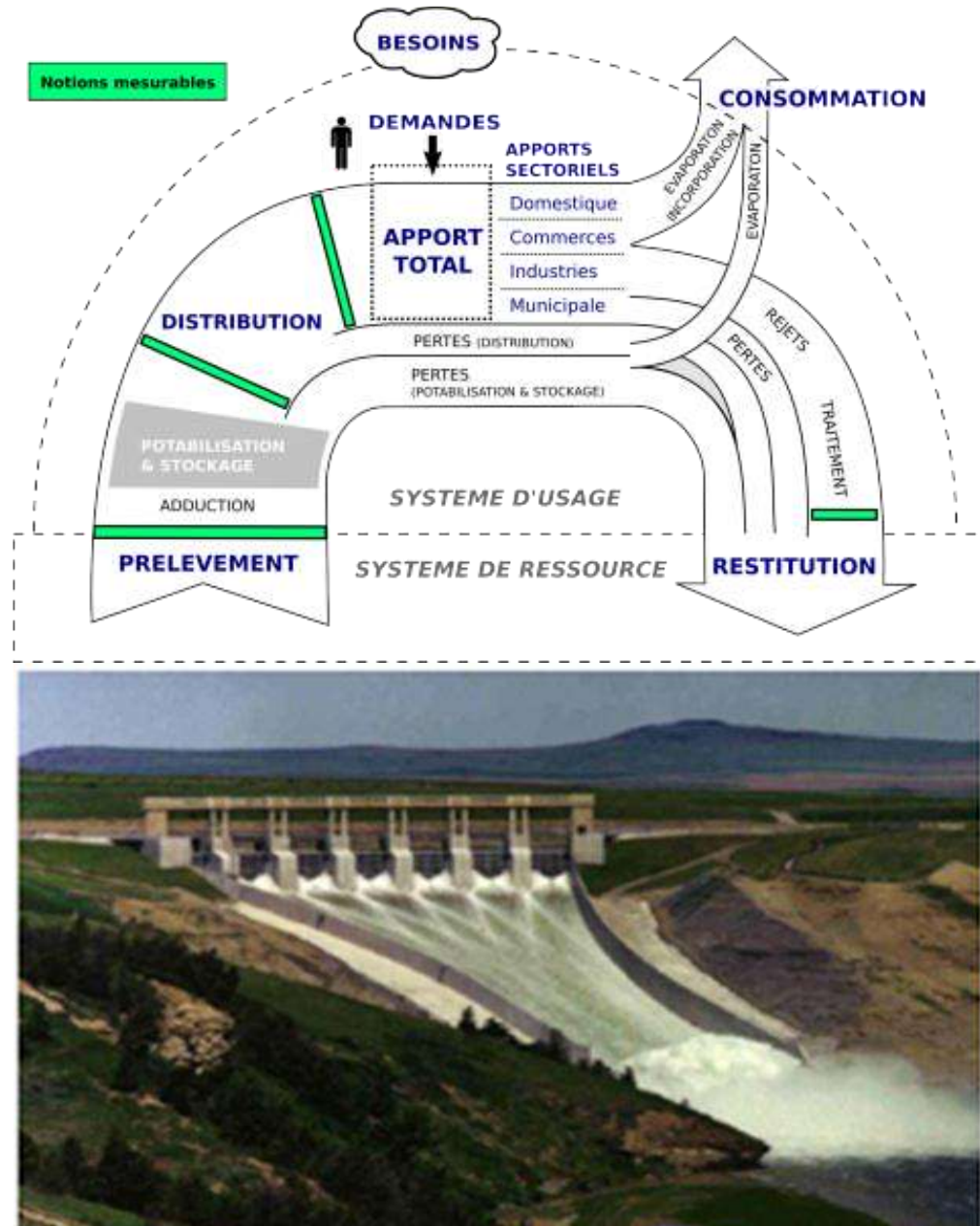
Vérifier l'homogénéité des séries de précipitations annuelles des stations P1 et P2 en utilisant la station de référence par :

- Le test de Fisher-Snedecor pour $\alpha=5\%$.
- Le test de Student pour $\alpha=5\%$.
- La méthode du double cumul,

Données de précipitations annuelles enregistrées de 1971 à 1990 pour deux stations P1 et P2 dans un bassin versant et pour la station de référence du bassin.

Année	Station de référence X (mm)	Station P1 (mm)	Station P2 (mm)
1990	806	763	764
1989	912	906	902
1988	931	915	918
1987	766	666	663
1986	1235	1263	1265
1985	964	1070	1072
1984	1145	1035	1051
1983	1218	1065	1063
1982	1269	1155	1120
1981	1360	1132	1195
1980	895	950	930
1979	1021	1014	1135
1978	1100	1022	1292
1977	1080	1037	1166
1976	1025	1012	1150
1975	1175	1100	1300
1974	1088	1041	1250
1973	1105	1021	1242
1972	1208	1165	1356
1971	1125	1050	1275
Moyennes	1071.4	1019.1	1105.5
Ecart-types	156.7	134.6	187.7
Coefficient de corrélation r	-	0.883	0.781
Coefficients de régression station de référence	-	a=0.758 b=207.35	a=0.935 b=103.74

Stockage des eaux : barrages et retenues collinaires



A l'issue de ce chapitre l'apprenant sera capable à maîtriser :

- *Différentes catégories de demande et de besoin en eau ;*
- *Réservoirs de stockage.*

1. Introduction

Les impacts du changement climatique sur la ressource en eau seront multiples, tant sur l'offre (quantité et qualité) que sur la demande. Les projections des scientifiques indiquent une baisse des écoulements de surface sur la quasi-totalité des bassins versants.

En particulier, la baisse des écoulements serait la plus forte dans les zones qui sont déjà concernées aujourd'hui par des déficits structurels. Ainsi, l'un des principaux défis à relever, si ce n'est le plus grand de tous, sera de faire converger une offre qui va diminuer avec une demande qui, déjà par endroits, n'est pas satisfaite et va encore augmenter du fait du réchauffement climatique. Les travaux réalisés dans le cadre du rapport de l'ONERC « coûts des impacts et pistes d'adaptation » indiquent que si l'on considère une stabilité de la demande, un déficit supplémentaire de 2 milliards de m³ pour la satisfaction des besoins actuels de l'industrie, l'agriculture (irrigation) et l'alimentation en eau potable serait observé à l'horizon 2050. Toutes ces évolutions vont générer des contraintes pour les usagers et de nouveaux défis pour assurer la non dégradation des ressources en eau.

2. Différentes catégories de demande et de besoin en eau ;

Des stratégies nationales et locales de l'Agence de Gestion Intégrée des Ressources en Eau (AGIRE) ont été mises en place depuis plusieurs années et font encore aujourd'hui l'objet d'une attention particulière. Ces stratégies se focalisent notamment sur les usages de l'eau et la sécurité hydrique.

Un des maillons essentiels de l'AGIRE est le monitoring et la quantification de l'état des eaux, pour permettre le suivi du processus de gestion. Dans ce cadre, les recherches récentes sur la gestion intégrée de l'eau et la sécurité hydrique offrent un état des lieux du système « Eau » actuel et proposent des scénarios d'évolutions futures possibles de l'offre, de la demande et de leur gestion selon plusieurs scénarios climatiques et anthropiques.

2.1. Les Besoins

Le besoin en eau est la notion de quantité d'eau la plus abstraite, souvent matérialisée par des standards. Les besoins en eau sont les volumes d'eau nécessaires aux différents usages correspondant au bien-être des activités humaines (besoins physiologiques, besoins essentiels, besoins culturels, besoins liés aux activités commerciales, agricoles, industrielles, etc.) ainsi qu'au fonctionnement de la nature (besoins nécessaires pour assurer les fonctions écologiques des hydrosystèmes et le maintien de la biodiversité).

La création d'un réseau d'eau potable nécessite de bien estimer les ressources et les besoins. On distingue alors plusieurs types de besoins : Besoins Domestiques, Besoins Industriels, Besoins des Services Publics (municipalités) et Besoins en eau d'irrigation. Un important besoin à couvrir est celui de la lutte contre les incendies pour laquelle il faut prévoir pour chaque borne un débit de 60 m³/h pendant deux heures.

2.2. La demande en eau

La Demande en Eau : C'est la quantité d'eau qu'il faut mobiliser au niveau de la ressource pour faire face aux besoins quantitatifs. Entre demande et besoins, s'intercalent les pertes de transferts et le gaspillage des utilisateurs non industriels. L'écart entre ces deux quantités est donc fonction de l'efficacité de la chaîne de fourniture et de ce que représente l'eau pour l'utilisateur.

On considère alors la demande en eau comme la quantité qu'il faut prélever dans le réservoir de stockage pour faire face aux besoins de l'utilisateur. Suivant l'intervalle de temps pris en compte, on aura une demande annuelle, mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou horaire.

En hydrologie, la demande en eau est une valeur que l'on cherche à déterminer pour permettre une estimation des volumes d'eau effectivement utilisés dans le bassin versant afin d'évaluer le stress hydrique sur un territoire donné (Fuhrer et al., 2012; Milano et al., 2013; Collet et al., 2015).

Le terme demande doit donc toujours être précisé en lui adjoignant un qualificatif d'ordre temporel. Elle doit enfin s'apprécier en terme statistique permettant de préciser les valeurs significatives net des écarts. Ces éléments sont essentiels pour la fiabilité et la sécurité d'un réseau.

On considère alors plusieurs cycles de la demande en eau :

- Le cycle annuel lié au climat, aux migrations de populations (vacances).
- Le cycle hebdomadaire (moins de consommation le Week-End).
- Le cycle journalier

On définit alors des coefficients de pointe. C'est le coefficient de pointe journalière qui conditionne le plus souvent le dimensionnement des installations. Le coefficient de pointe horaire conditionne le dimensionnement des conduites de distribution et des réservoirs de stockage. Le distributeur d'eau doit donc être capable de fournir de l'eau aux utilisateurs en tenant compte des coefficients de pointe qu'il soit horaire, journalier ou mensuel.

2.3.La quantité d'eau effectivement employée par l'utilisateur

L'usage de l'eau est l'acte de mise en application des fonctions de l'eau pour atteindre un objectif précis. Un usage ne doit pas être vu comme une quantité, mais comme une catégorie d'utilisation de l'eau, par exemple : l'irrigation, l'usage domestique....

L'usage est la notion qui suscite le plus d'interprétations distinctes. Dans le dictionnaire de la commission de terminologie du Comité national français des sciences hydrologiques, Margat et Cottez (1995) in Calianno et al (2017) distinguent deux notions relatives à l'emploi d'eau : premièrement, l'usage de l'eau en tant que concept technique, c'est-à-dire l'action d'appliquer des fonctions de l'eau pour obtenir un effet voulu : « ce qu'on en fait, comment on la modifie » ; deuxièmement, l'utilisation de l'eau en tant que concept économique, c'est-à-dire l'objectif visé par l'usage : « pourquoi est-elle utile ». La Directive-cadre européenne sur l'eau (Directive 2000/60/CE modifiée par la Directive 2008/32/CE) définit quant à elle l'utilisation de l'eau comme « les services liés à l'utilisation de l'eau ainsi que toute autre activité susceptible d'influer de manière sensible sur l'état des eaux ».

2.4.La consommation

En hydrologie, le terme de consommation renvoie lui aussi à la notion de disparition, d'altération ; par contre il ne renvoie pas au bien produit, mais à la quantité d'eau elle-même, en tant qu'élément rendu indisponible pour le cycle de l'eau dit naturel. C'est donc le milieu naturel qui sert de système de référence : si l'eau sort du système et n'est plus disponible pour le cycle de l'eau, il y a consommation, c'est-à-dire perte nette pour le système. L'emploi effectif d'eau par l'utilisateur sera donc généralement décrit en hydrologie par le terme d'usage ou de demande en eau, ce qui porte à confusion par rapport à la terminologie en économie. Afin de décrire d'une autre manière la demande en eau potable en fonction de sa restitution au milieu naturel, certains auteurs raisonnent en termes de caractère net ou brut. Par exemple, Wada et al (2011) et Buchs et al (2016) parlent de demande brute pour décrire l'entièreté de l'eau requise par les usagers (la consommation des économistes) et de demande nette pour désigner la part de la demande brute qui est non restituée au milieu (la consommation des hydrologues). Selon Calianno et al (2017), une consommation entraîne une diminution importante de la qualité ou de la quantité de l'eau restituée. La consommation renvoie dans ce cas à une sortie quantitative

du système et/ou une altération qualitative. Une contamination diminue les fonctions potentielles de l'eau qui, même en étant restituée dans le même système, ne peut plus satisfaire certains autres usagers.

Il en découle une première confusion : les termes de consommation, demande et usage sont utilisés comme synonymes pour désigner l'emploi d'eau par l'homme, alors qu'ils désignent des quantités d'eau différentes dans le cadre de la gestion intégrée de l'eau. La deuxième confusion vient de la différence d'interprétation du terme consommation : soit il réfère à l'utilisation de l'eau, soit il désigne la quantité d'eau non retournée au milieu naturel (ou non réutilisable). En revanche, les termes de besoin et de prélèvement ne semblent pas prêter à confusion puisqu'ils ne couvrent qu'une seule notion. On remarque également l'utilisation des qualificatifs net et brut pour préciser certains termes, lorsqu'un bilan de matière est effectué. Ces compléments rendent difficile l'interprétation des termes à la lecture de différents auteurs.

La consommation d'eau pour l'irrigation est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit entre d'une part l'évaporation potentielle et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol. Elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol.

2.5. Le concept de cycle d'usage

Pour représenter le cycle d'usage de l'eau, les transferts d'eau associés à un usage sont représentés à l'aide de diagrammes de flux, depuis le prélèvement jusqu'à la restitution, suivant le modèle d'Erhard-Cassegrain et Margat (1983) in Fabre (1983). Ces schémas de flux représentent ce que nous appelons le « cycle technique » de l'usage de l'eau (Fig. III. 1). Deux entités sont également distinguées : le système de ressources, c'est-à-dire les réserves d'eau disponible d'un point de vue technique et économique dans le milieu naturel (qui est une part du cycle de l'eau) et le système d'usages, parfois appelé petit cycle de l'eau (ONEMA, 2017), qui prélève dans le système de ressource pour acheminer l'eau jusqu'à l'utilisateur et au-delà

L'approvisionnement en eau potable (AEP) n'est pas un usage en soi, mais plutôt un ensemble d'infrastructures et de pratiques visant à garantir la distribution d'eau potable vers ses divers lieux d'usage. Un organisme distributeur livre l'eau demandée par ses clients et ces derniers mettent en application les fonctions de l'eau (Fig. III. 1).

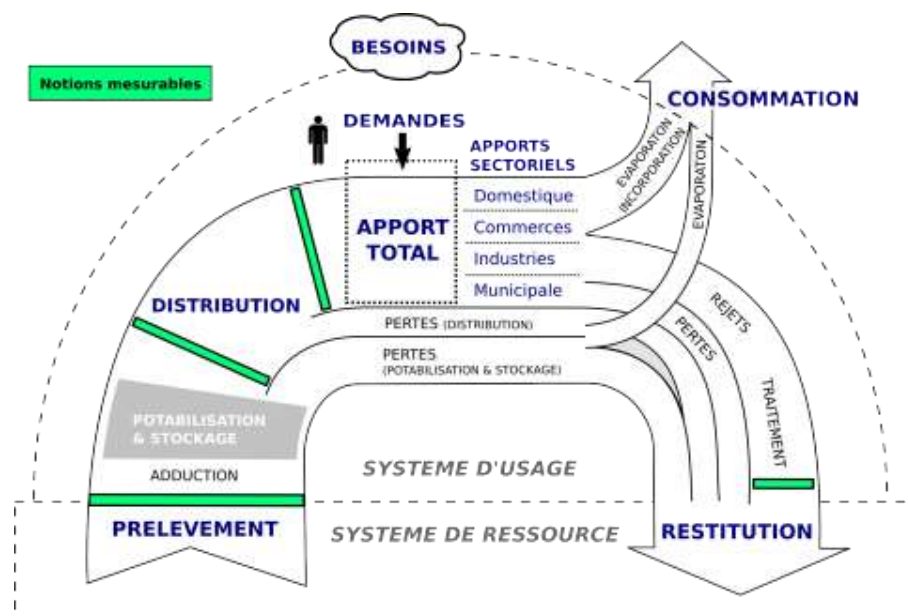


Figure III. 1. Etapes du cycle d'usage de l'eau (cas de l'approvisionnement en eau potable)

Le cycle d'usage de l'eau d'irrigation (Fig. III. 2) est similaire à celui de l'AEP dans ces premières étapes (du prélèvement à l'apport), dans la mesure où il est fréquemment conçu en réseau. Par contre, il n'y a qu'un type d'utilisateur : l'irrigant.

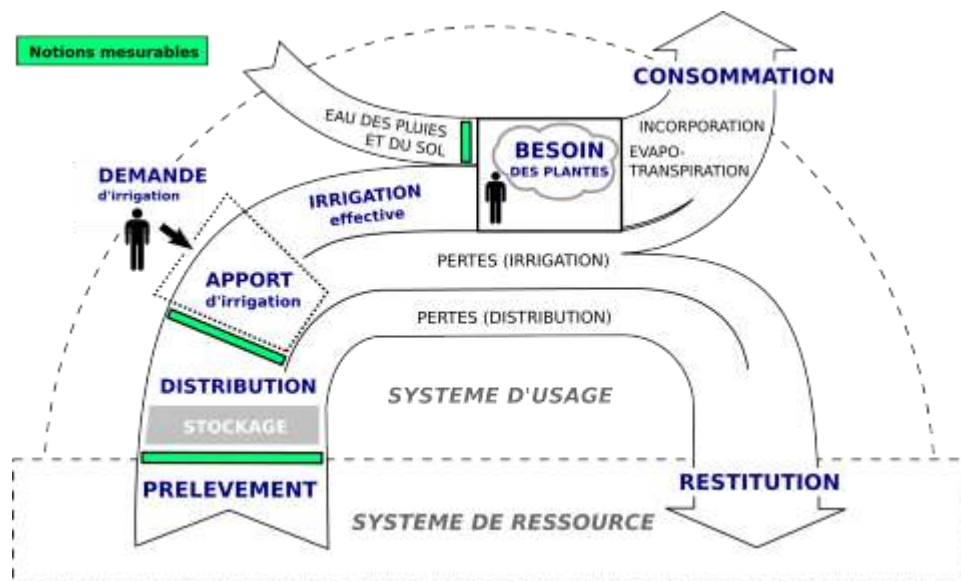


Figure III. 2. Etapes du cycle d'usage de l'eau pour l'irrigation.

D'après ces étapes et suivant l'utilisateur auquel est destinée l'eau potable, quatre types de quantités peuvent alors être différenciés :

- *La distribution totale* est le volume d'eau potable injecté dans le réseau à destination de l'ensemble des usagers ;
- *La distribution sectorielle* est la part de la distribution totale destinée à une catégorie particulière d'usage (clients privés, industries, services publics, etc.) ;
- *L'apport total* représente la quantité d'eau effectivement livrée et utilisée par l'ensemble des usagers (elle correspond à la distribution totale moins les fuites et les pertes) ;
- *L'apport sectoriel* est la quantité d'eau effectivement livrée et utilisée par un groupe particulier d'usagers.

En agriculture, les plantes utilisent pour leur développement l'eau des précipitations dont une fraction a atteint le sol par ruissellement et percolation vers les nappes souterraines (eau bleue) et l'autre fraction a contribué à l'humidité du sol (eau verte) favorisant l'évaporation ou la transpiration des plantes (Otmane et al., 2019 ; Falkenmark et al., 2007 ; Hoekstra and Chapagain, 2011). Le besoin en eau des plantes est la quantité d'eau théorique jugée nécessaire à la croissance des plantes. Dans le cas d'une agriculture irriguée, le besoin des plantes représente les quantités d'eau estimées utiles à la croissance des cultures pour obtenir un rendement optimal (le calcul est fait sans contrainte de disponibilité des ressources). Dans notre cas de cycle d'usage de l'eau pour l'irrigation, le besoin en eau des plantes est jugé équivalent à la hauteur d'eau nécessaire pour compenser les pertes d'eau par évapotranspiration d'une culture dans des conditions hydrométéorologiques (ensoleillement, vent, hygrométrie) et pédologiques idéales (Doorenbos and Kassam, 1979). Le minimum correspond à la nécessité de survie des plantes ; le maximum correspond à un optimum lié à des objectifs de rendement de production (Erhard-Cassegrain et Margat, 1983 in Fabre (1983).

3. Réservoirs de stockage.

Les barrages furent construits afin de répondre aux besoins en approvisionnement en eau potable, pour l'irrigation, pour la production de l'énergie électrique, ainsi que pour d'autres besoins d'ordre secondaires. Avec le développement de mode de vie, les besoins en eau se sont accentués et sont devenus plus importants. Ceci a incité les décideurs du domaine de l'eau de mobiliser une grande partie des ressources hydriques. L'essentiel de cette mobilisation a été assuré par le biais des barrages réservoirs.

3.1. Définition du barrage :

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche (Schleiss and Pougatsch, 2011).

L'utilisation des barrages peut varier selon leurs types et leurs importances mais les principaux objectifs sont :

- Production d'énergie hydroélectrique avec une production annuelle près de 20% de la production électrique totale dans le monde ;
- Alimenter les usines par l'eau ;
- Alimentation en eau potable (A.E.P.) et irrigation ;
- Protection contre le risque de l'inondation et l'incendie.

Les objectifs secondaires sont :

- L'augmentation de tourisme et loisirs ;
- Les travaux de navigation, pêche et pisciculture (élevage des poissons).

3.2. Définition d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone du rejet dans l'oued (Kherbache, 2008).

D'une manière générale, un évacuateur de surface est constitué de :

- *Un déversoir* : ou seuil au-dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler. Il se développe en général linéairement, mais il peut être également curviligne ;
- *D'un chenai* : dans lequel débite le seuil. Son axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal) ;
- *D'un coursier* dont la pente est forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval ;
- *D'un ouvrage dissipateur* qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau. (Fosse de dissipation, saut de ski, déflecteurs...etc.).

Pour certains barrages, les plus grands, il peut s'avérer plus économique d'adopter la solution de la tour au pied amont raccordée à une galerie sous le remblai, ce qui permet, en compartiment cet ouvrage d'assurer les trois fonctions : évacuateur en puits (ou en tulipe), prise d'eau à différents niveaux et vidange de fond (Kherbache, 2008).

3.3. Définition de déversoir :

Le déversoir est un organe essentiel intégré dans un aménagement de barrage, par-dessus lequel l'eau s'écoule pendant les périodes ordinaires ou pendant les périodes de crues. Le déversoir est souvent placé à travers un cours d'eau naturel ou artificiel (rivière, petits cours d'eau, canal d'irrigation, etc.) comme organe de mesure ou de contrôle de débit et de la profondeur d'eau.

Il est utilisé aussi pour assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité des barrages. Etant donné que la capacité d'évacuation du déversoir est directement proportionnelle à la longueur de sa crête, plusieurs configurations géométriques ont été développées dans le but d'augmenter la longueur de ce type d'ouvrage.

3.4. Différents types de barrage :

Plusieurs facteurs sont pris en compte lors de la construction d'un barrage tel que la forme de la vallée, le type de sol et les matériaux disponibles sur le site, le mode de résistance à la pression exercée par l'eau. On distingue deux grandes familles de barrages selon les matériaux qui les composent (Fig. III. 3) :

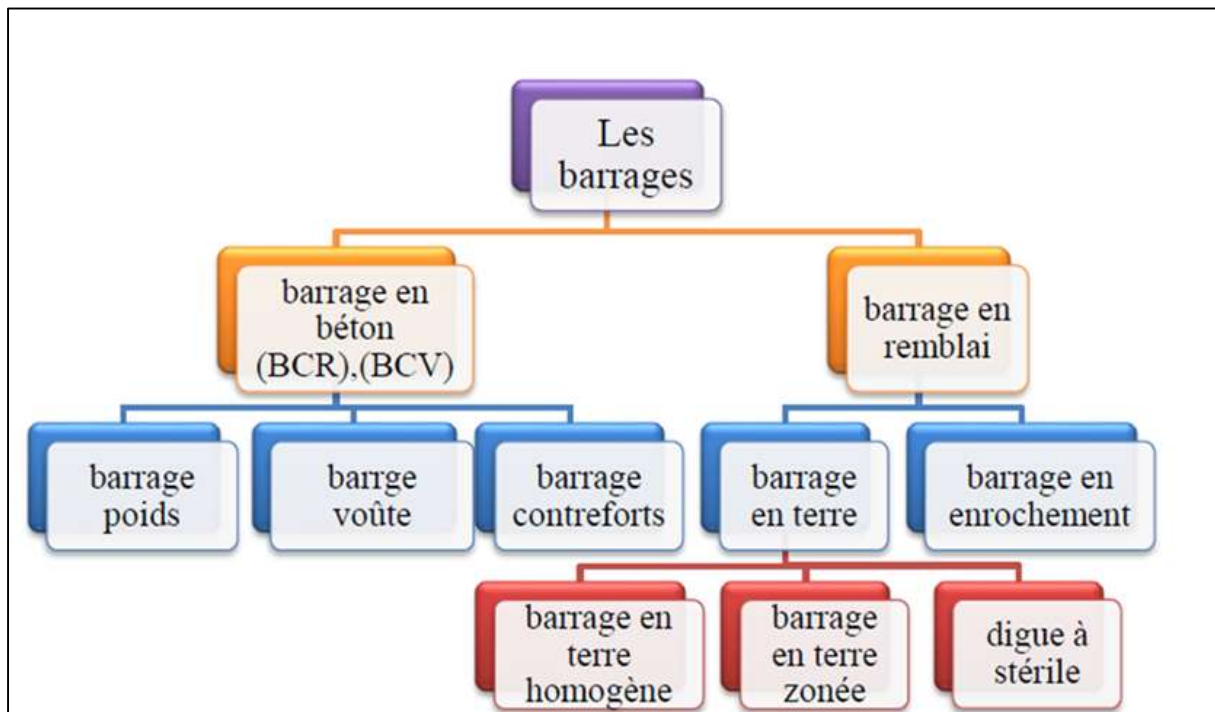


Figure III. 3. Les types des barrages (Guo, 2020)

3.4.1. Barrages rigides (en béton ou en maçonnerie) :

Les trois types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau. A part quelques exceptions (barrages en rivières), les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. On distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles.

3.4.1.1. Barrage-poids :

Le barrage poids, comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids (le poids propre s'applique au centre de gravité de l'ouvrage et dépend de la forme de ce dernier et de la densité moyenne des matériaux de construction).

Le barrage-poids est constitué d'éléments massifs juxtaposés, nommés *plots*. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles entre les plots. Dans ce cas on parle de *barrage poids évidé*. Une autre solution consiste à concevoir un barrage poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives (Peyras et al., 2010).

Les conditions requises pour pouvoir projeter un barrage poids sont :

- La qualité de la fondation ;
- Disposition de granulats de bonne qualité dans des conditions économiques acceptables.

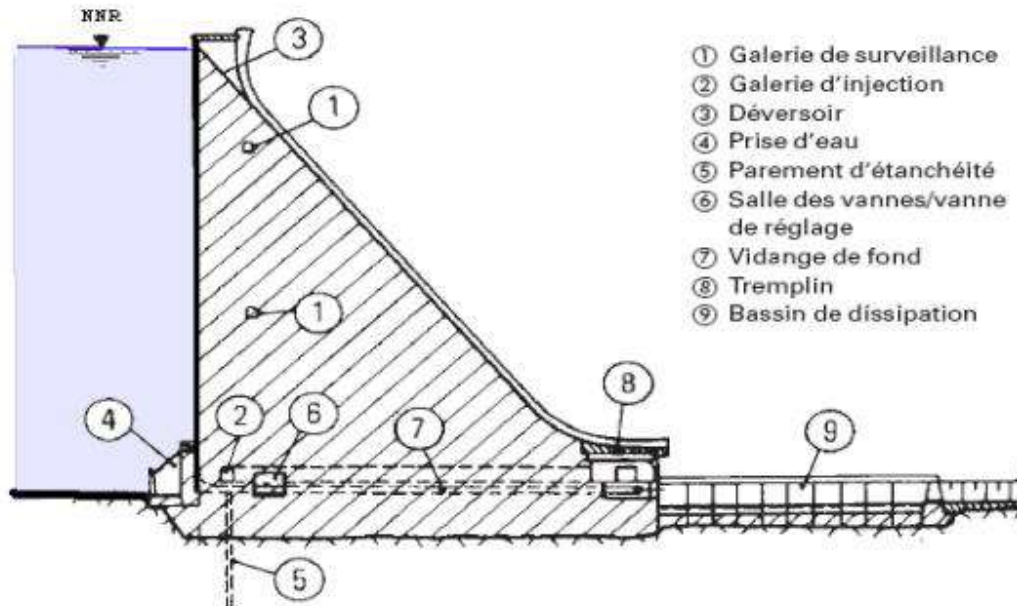


Figure III. 4. Coupe transversale d'un barrage poids

a) Avantages de barrage poids :

- Faibles contraintes transmises au rocher ;
- Faibles contraintes dans le béton ;
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes ;
- Les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité.

b) Inconvénients de barrage poids :

- Les sous-pressions importantes sous la fondation ;
- Moyen risque de tassement ;
- Le volume du béton important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible) ;
- Le volume d'excavation important ;
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections) ;
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

3.4.1.2. Barrages voûtes :

Il est en général en béton dont la forme courbe permet report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée (Heragmi, 2009). Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite. (Fig. III. 5).

Les barrages-voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous envisageons en

effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse. (Goblot, 1967).



Figure III. 5. Barrage voûte de Monteynard (Isère, France)

a) Avantages de barrage voûte :

- Le volume du béton est faible ;
- La fouille est assez petite ;
- La résistance au séisme est haute ;
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).

b) Inconvénients de barrage voûte :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher sous la fondation ;
- Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux ;
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer ;
- Difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage ;
- Gradient de sous-pression sous la fondation importante ;
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis ;
- Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité.

3.4.1.3. Barrages à contreforts :

Les barrages à contreforts résistent également à la poussée de l'eau par son poids propre, mais un certain nombre de disposition permettent de diminuer le volume de béton de 20 à 25 % par rapport au barrage poids (Patin and Degeorges, 1965).

Ce type de barrage est formé d'éléments juxtaposés, nommés contreforts, dont la géométrie est complexe. Chaque contrefort est constitué d'un masque continu à l'amont et d'une âme et reprend l'effort exercé par la poussée de l'eau (Fig. III 6).



Figure III. 6. Barrage à contreforts d'Albert ville, Rhone-Alpes, France

a) Avantages de barrage à contreforts :

- Volume de béton plus faible que pour le barrage poids ;
- Faibles sous pressions sous la fondation ;
- Echauffement faible lors de la prise du béton ;
- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré ;
- Contraintes moyennes transmises à la roche.

b) Inconvénients de barrage à contreforts :

- Volume d'excavation important ;
- Gradient de sous pressions sous la fondation localement très important ;
- Grande sensibilité aux séismes ;

3.4.2. Barrages souples (en remblai ou digues)

La plupart de ces barrages ont une structure souple, ils sont construits par des matériaux naturels comme l'argile, les roches et les pierres. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large pour admettre une structure en béton et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance (Chebbah, 2020; Boutchiche et Chenouf, 2019). Ses parties principales sont :

- Le noyau : on utilise des sols fins pour assurer l'étanchéité du barrage et sa position ;
- Les recharges : on les construit par des sols différents que le sol du noyau pour supporter et protéger le noyau ;
- Le drain : à partir de son nom, il assure l'écoulement de l'eau dans le sol et diminue la pression interstitielle pour cela il doit contenir des sols très perméables ;
- Les filtres : ce sont des parties peu épaisses, on les place entre les différentes parties contre l'infiltration des eaux et pour éviter le phénomène de renard (l'érosion interne) ;
- Le rip-rap : couche superficielle constitué par des blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues.

On distingue deux catégories de barrages en remblai (Fig. III. 7) :

- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de carrière concassée (Deluzarche, 2004) ;

- *Les barrages en terre*, réalisés essentiellement à la partie de sol naturel meuble prélevé dans des gravières (Djemili, 2006).

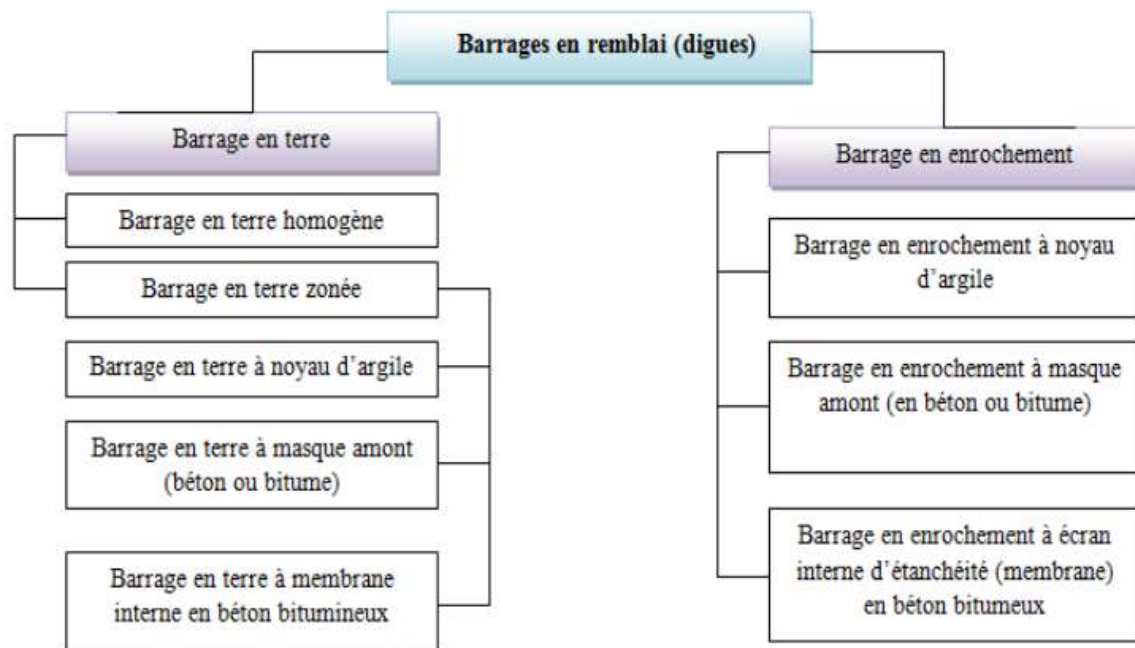


Figure III. 7. Les différents types du barrage en remblai

Un barrage en enrochement (Fig. III 8) n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation (Boutchiche et Chenouf, 2019).

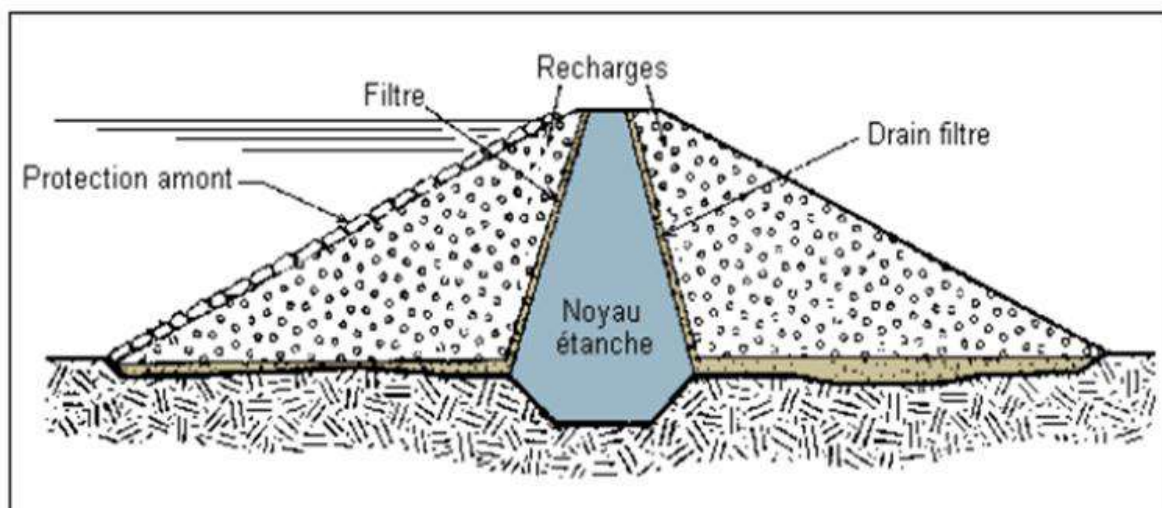


Figure III. 8. Profil d'un barrage en enrochement

- a) *Avantages de barrage des digues en terre / Enrochement à noyau :*
- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions de terrain ;
 - Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes ;
 - Excavations limitées.
- b) *Inconvénients de barrage des digues en terre / Enrochement à noyau :*
- Volume de matériau à mettre en place très important ;
 - Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météo défavorables.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites (Rolley et al., 1977).

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eau suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies.

Il existe trois types principaux de structure de barrage en terre :

- *Le barrage en terre homogène ;*
- *Le barrage zoné avec noyau étanche ;*
- *Le barrage à masque amont.*

3.4.2.1. Barrage en terre homogène :

Ce type de barrage est constitué d'un massif en terre compacté, imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont même (Alonso et al., 1994) (Fig. III. 9).

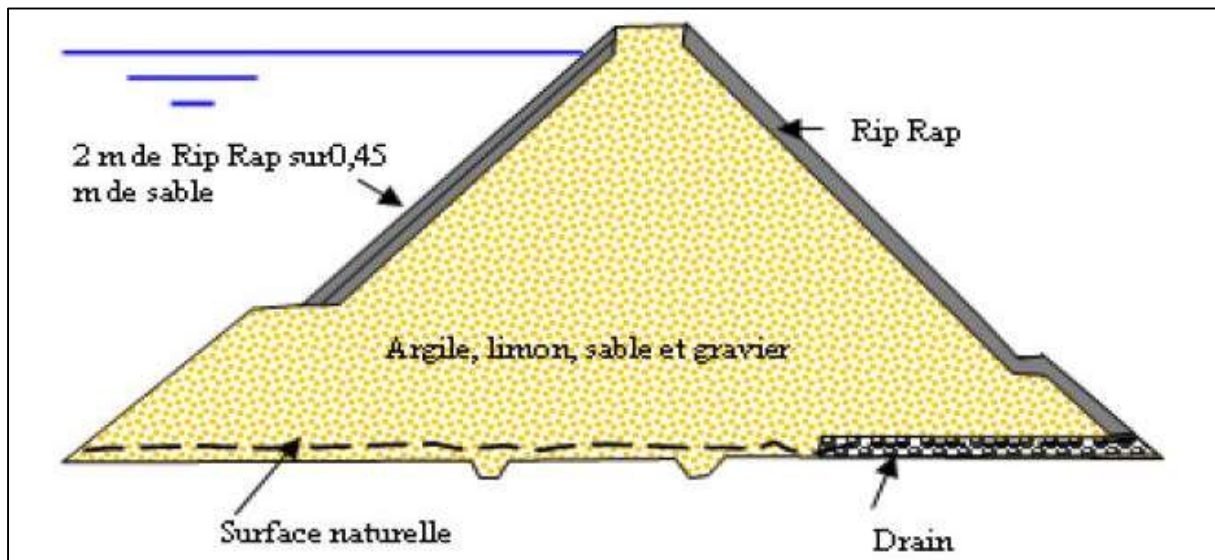


Figure III. 9. Barrage en terre homogène

3.4.2.2. Barrage zoné avec noyau étanche :

Lorsque les caractéristiques géotechniques des matériaux disponibles ne permettent pas d'envisager un barrage homogène, alors, on adopte un profil zoné. Chaque zone étant constituée d'un matériau différent, choisi en fonction du rôle qu'il doit jouer. Les matériaux imperméables sont disposés dans la partie centrale et les matériaux semi-imperméable et perméable dans les parties amont et aval (recharges) qui ont un rôle stabilisateur (Hamdi, 2020) (Fig. III. 10).

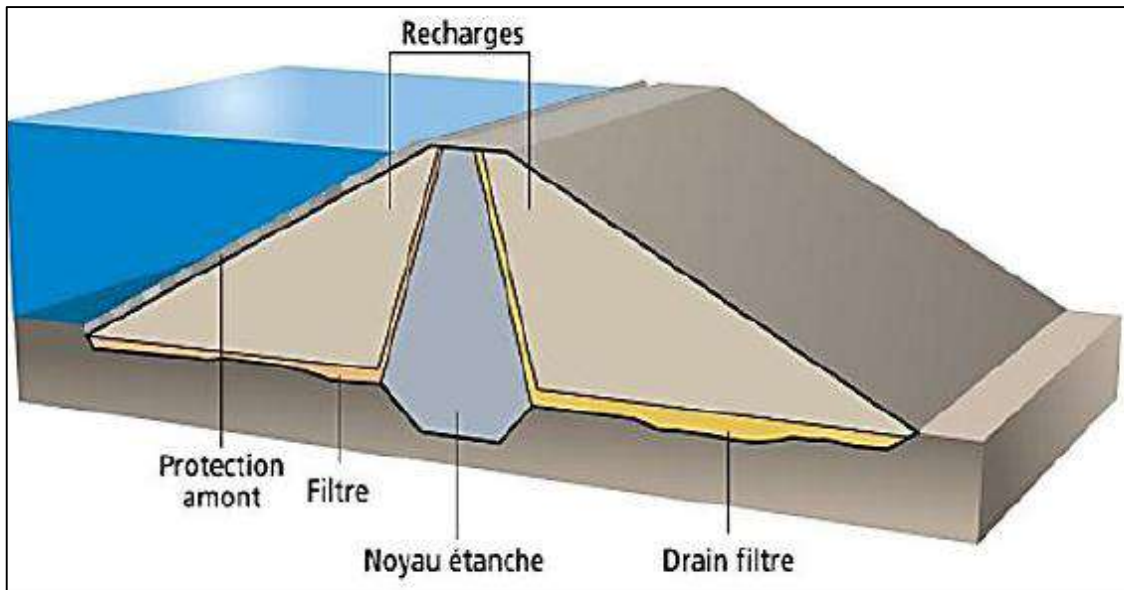


Figure III. 10. Barrage zoné avec noyau vertical

Le nombre et la disposition des zones qui constituent le barrage à zone peuvent varier selon des schémas très divers, mais la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes. Le noyau peut être disposé verticalement ou incliné.

3.4.2.3. Barrage à masque amont :

Les barrages à masque amont sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (Fig. III. 11). Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane (Massiéra et al., 2006; Belbachir et al., 1973).

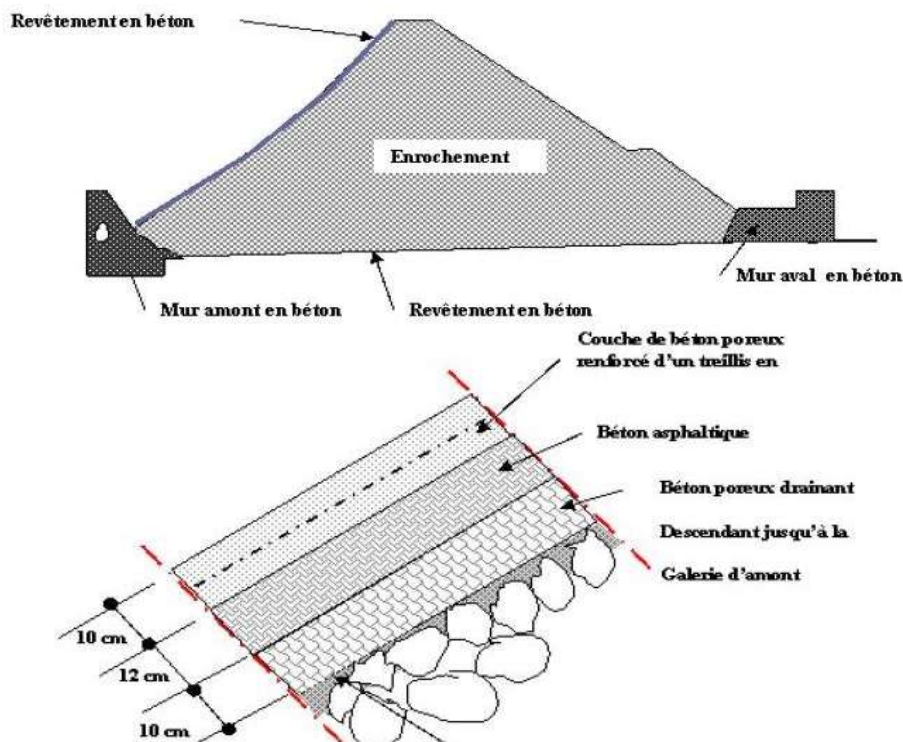


Figure III. 11. Barrage à masque amont

3.5. Différents types d'évacuateurs de crues de barrages :

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- L'évacuateur de surface ;
- Les évacuateurs en charge.

3.5.1. Evacuateur de surface :

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal). Ce chenal à pente faible a même de côté aval de la digue, l'eau empreint en suite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cotes entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central) (Fig. III 12) (Bister, 1992)



Figure III. 12. Évacuateur de crues de surface

3.5.1.1. Evacuateur latéral :

L'évacuateur du type latéral est adopté dans le cas où la pente du versant est faible. Ce type d'ouvrage repose directement sur le sol pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage. L'écoulement dans le coursier est parallèle au seuil (latéralement à l'axe du barrage sur une rive).

Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais importants et un déversoir frontal est alors préférable. Ce type de déversoir est également utilisé dans le cas de débit évacué très important conduisant à une longueur du seuil très important.

3.5.1.2.Évacuateur frontal :

Le déversoir de type frontal est adopté par des pentes du versant fortes. L'écoulement dans le coursier est perpendiculaire au seuil. Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants (Rolley et al., 1977) :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont : Le cout peu élevé et la difficulté de modification.

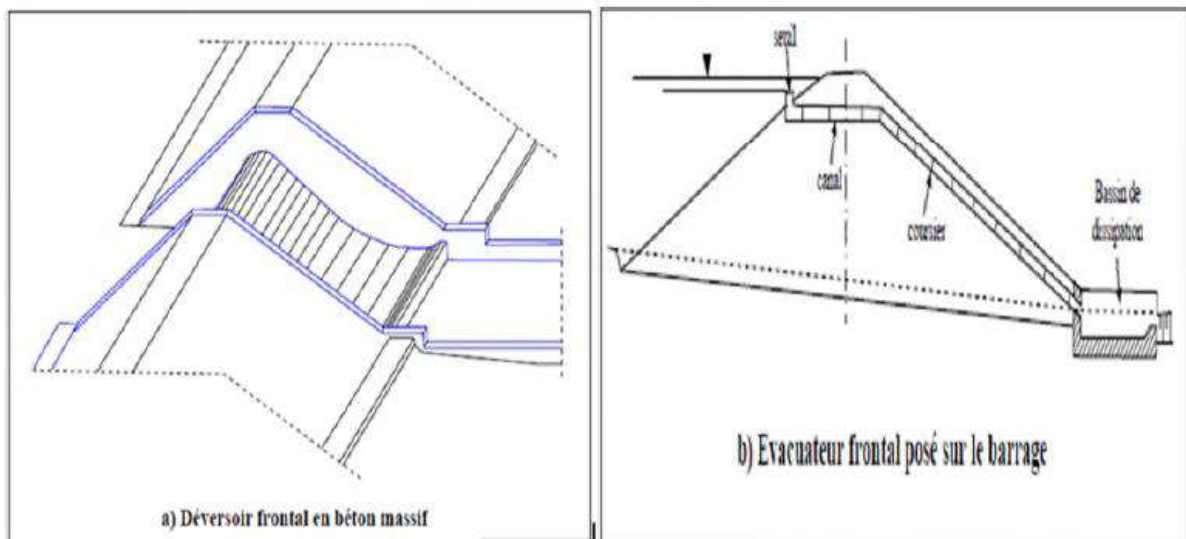


Figure III. 13. Évacuateur frontal

3.5.2. Évacuateur en charge :

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe (Mazari, 2018) (Fig. III 14)

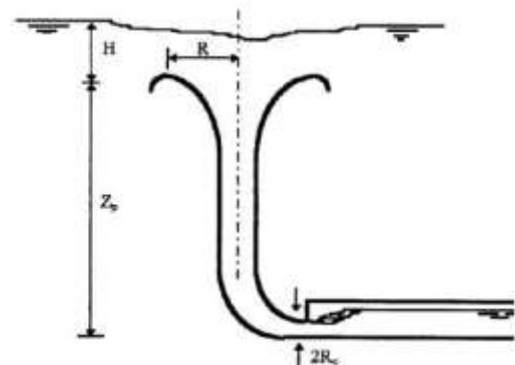


Figure III. 14. Évacuateur de crues en charge

Les évacuateurs de crue peuvent être du type puits ou type siphon (Fig. III 15)

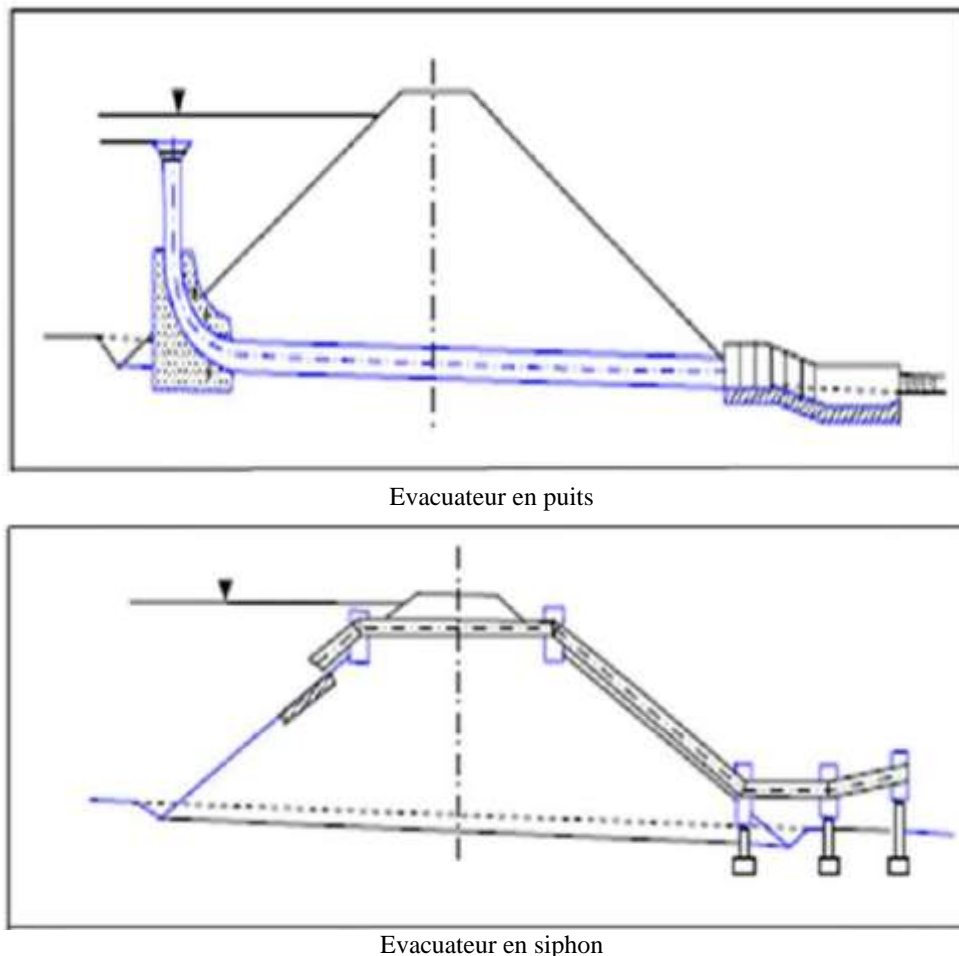


Figure III. 15. évacuateur de type puits et siphon

3.5.2.1. Evacuateur en puits :

L'évacuateur en puits est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation. Le puits peut servir également de tour de prise d'eau. La conduite d'évacuation joue le rôle de conduite de vidange (Mazari, 2018).

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages : Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000 \text{ m}^3/\text{s}$) ; Bon fonctionnement avec forte chute.

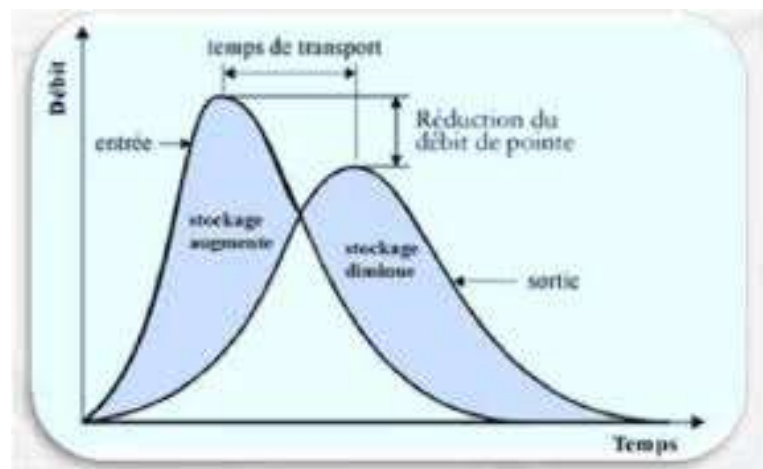
En parallèle ce type d'évacuateur représente les inconvénients :

- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement) ;
- Problème de vibration ;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).

3.5.2.2. Evacuateur en siphon :

Les siphons constituent des évacuateurs de superficie capables d'évacuer de très forts débits sous de faibles décrets pour un encombrement restreint (chose souhaitable pour toute conception optimale des organes d'évacuation) (Houichi, 2007). Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, poser sur le corps du barrage, leurs avantages : Aucune exigence topographique ; Calcul usuel. Ces inconvénients sont : Entretien indispensable ; Débit faible à évacuer ; Dispositif sur le corps de la digue.

Laminage des crues



Ce chapitre vise à doter les étudiants des connaissances et compétences pour les rendre capable à maîtriser :

- *Les modèles de prévisions des crues ;*
- *Laminage des crues par déversoir.*

1. Les modèles de prévisions des crues :

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. Cette augmentation générée par une cause naturelle (Précipitation ; fonte de neige etc.) (Musy and Laglaine, 1992).

L'étude des crues permet de mettre en évidence la réaction du bassin versant pendant un pas de temps réduit à une averse ou séquence pluvieuse donnée. Cette réaction ou réponse du bassin, fonction des caractères propres des précipitations (hauteur, intensité et durée) est déterminée par la combinaison complexe des divers éléments caractérisant l'organisation fluviale : état de saturation des sols, importance des pentes, taux de la couverture végétale etc....

Dans la pratique quotidienne d'un hydrologue, l'estimation des crues reste un axe de recherche important pour la protection des populations et des biens contre les inondations. En effet, elle permet de répondre aux demandes de dimensionnement d'aménagements spécifiques, comme par exemple les ouvrages de franchissement, les ouvrages de protection, les évacuateurs de crue des barrages, etc.

Cette partie a pour objet de faire le point sur les modèles de prévision des crues. Parmi ces modèles, deux grandes familles ont fait l'objet de développements importants de la part de la communauté hydrologique : les modèles déterministes et les modèles probabilistes (Otmane, 2019). L'approche déterministe aborde cette question d'un point de vue physique en s'appuyant sur le concept de crue maximale probable (PMF - Probable Maximum Flood). La PMF est définie comme la crue qui résulte du croisement pessimiste de conditions météorologiques et hydrologiques critiques raisonnablement possibles pour la zone considérée (CFGB, 1994). L'approche probabiliste est basée sur des modèles statistiques qui traitent le problème en termes de probabilité (ou de temps de retour) en s'appuyant sur le concept de variable aléatoire appliqué au débit (Fig. VI 1).

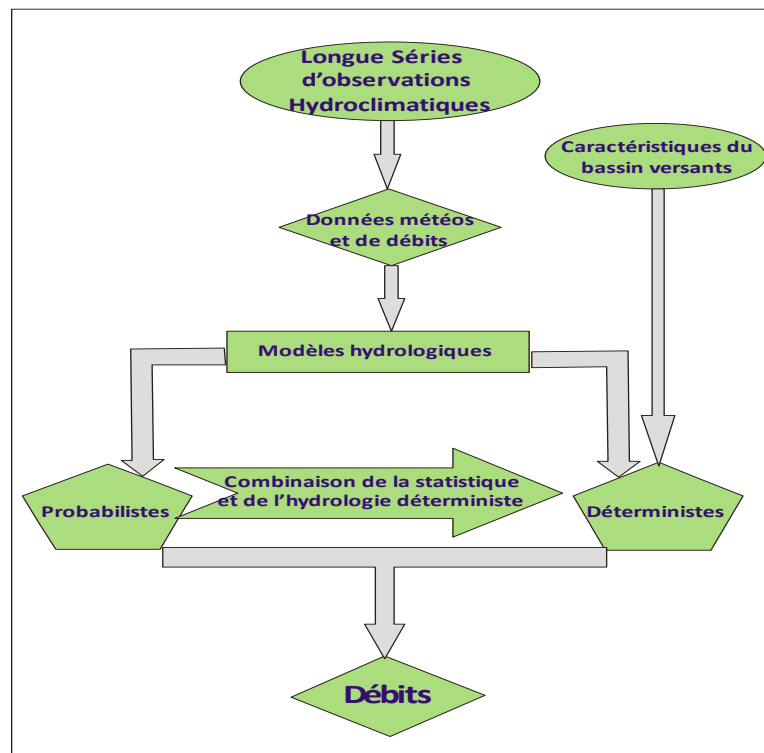


Figure IV. 1. Modèle probabiliste et déterministe (Dumas, 2006)

En Algérie l'approche probabiliste a été historiquement préférée à celle déterministe, qui est plutôt utilisée dans les pays anglo-saxons. Les limitations de l'approche déterministe sont

principalement deux. Tout d'abord, cette méthode n'est pas normalisée, elle est très sensible aux choix de l'utilisateur. Ensuite, pour des questions de dimensionnement d'ouvrage ou de planification/réglementation de l'aménagement du territoire, on s'intéresse aux crues moyennes (crue décennale), fortes (crue centennale) à très fortes (crue millénaire, voir crue décamillénaire) et on omet souvent l'estimation de la PMF.

1.1. Les modèles probabilistes (statistiques) :

Ces méthodes permettent d'estimer une valeur (débit de pointe, débit journalier,...) de probabilité de non-dépassement fixée ou quantile, sur la base d'un échantillon de données mesurées.

Nous sommes tous conscients que l'hydrologie n'est pas une science exacte. Pour cette raison, un catalogue très vaste des méthodes probabilistes existe pour calculer les débits associés à une période de retour donnée. En s'appuyant surtout sur les revues réalisées par *Lang et Lavabre (2007a)* et par *Hingray et al., (2009)*, nous pouvons lister les méthodes suivantes :

1.1.1. L'analyse fréquentielle des débits de crue.

Il s'agit simplement d'ajuster une loi de distribution statistique théorique (généralement issue de la théorie des valeurs extrêmes) à la loi de distribution empirique déduite directement des observations de débits au point de l'étude considérée. Cette analyse fréquentielle peut s'effectuer sur les débits de pointe de crue ou sur les débits moyens maximaux correspondant à différentes durées (approche débit-durée-fréquence, DdF). À ce propos on peut citer, par exemple, les travaux menés par *Javelle, (2001)* sur la définition d'un modèle DdF convergent.

1.1.1.1. Courbes Intensité - Durée - fréquence (IDF)

Le modèle pluviométrique, courbes intensité - durée - fréquence (IDF), demeure l'approche statistique la plus courante, particulièrement en hydrologie urbaine, pour établir la relation pluie-débit (*Benabdesselam et Hammar, 2009*).

En effet, les IDF sont amplement utilisées dans les études des averses orageuses courtes pour l'estimation de la réponse hydrologique d'un bassin versant. Ces courbes sont obtenues en deux étapes.

a. Un dépouillement d'une série d'averses

Pour chaque averse enregistrée, les intensités moyennes maximales sont déterminées pour différents intervalles de référence Δt (5 min, 15 min, 1 h, ...). Pour chaque intervalle Δt , une distribution de probabilité lui sera ajusté qui va permettre de déterminer par la suite les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour (10 ans, 50 ans, 100 ans, ...).

b. Un ajustement mathématique aux quantiles estimés

Plusieurs modèles empiriques ont été proposés, *Remenieras, (1972)* donne différents types de formules telles que la formule de Talbot (1904), la formule de Besson (1931), la formule de Grisolle établie pour la région parisienne, des formules proposées par des hydrologues américains de type puissance, ainsi que d'autres.

Une fois l'ajustement mathématique fait, les courbes intensités-Durée-Fréquence peuvent être tracées.

1.1.2. Les méthodes régionales.

Ces méthodes s'appuient sur l'information provenant de plusieurs postes afin de consolider l'analyse fréquentielle des débits de crue d'un site. Elles sont utilisées dans les cas où les observations sur le site d'étude sont insuffisantes ou absentes. Parmi ces approches, nous citons : la méthode de l'indice de crue (*Dalrymple, 1960*) et l'application d'un modèle bayésien de combinaison d'informations locale et régionale (*Ribatet et al., 2007*).

1.1.3. L'approche historique.

Il s'agit de s'appuyer sur des crues historiques pour compléter les chroniques de débits disponibles. Une analyse fréquentielle sur l'ensemble de l'échantillon (crues observées et crues historiques) est toujours réalisée, mais faisant en sorte d'adapter la technique d'ajustement afin de prendre en compte l'information manquante sur la période considérée. Des exemples de cette approche sont illustrés par les travaux de *Ouarda et al (1998)*, *Naulet et al (2005)*, *Payraastre, (2005)*.

1.1.4. L'approche naturaliste.

Parmi ces approches nous distinguons, par exemple :

- *L'approche hydro-géomorphologique.* Cette méthode géographique appliquée, étudie le fonctionnement naturel des cours d'eau en analysant la structure des vallées sur la base des observations et de l'interprétation du terrain naturel (*Garry et al., 2002*).
- *L'approche paléo-hydrologique.* Cette méthode se fonde sur l'analyse des dépôts laissés par les crues (dans les champs d'inondation, dans les grottes), sur la stratigraphie et sur la datation des dépôts, pour la reconstitution des débits de crue à utiliser dans une approche statistique (*Sheffer et al., 2008 ; Benito et Thorndycraft, 2006*).

1.1.5. L'approche basée sur la pluie

Les méthodes statistiques de la prédétermination des crues extrêmes nécessitent d'extrapoler la distribution des débits au-delà du domaine des observations. Il est donc essentiel d'exploiter des informations complémentaires, comme par exemple celles issues du réseau pluviométrique (*Lang et Lavabre, 2007*). Par conséquent, l'estimation correcte des quantiles des précipitations extrêmes est un passage crucial dans la prédétermination des crues extrêmes.

L'intérêt de l'étude des pluies extrêmes ne s'arrête pas à la détermination des zones à risques, il sera très utile d'utiliser l'information pluviométrique dans la modélisation des débits, en général, c'est la transformation des pluies en débits qui pose le plus de difficultés. Les raisons d'utiliser l'information pluviométrique sont nombreuses et diverses :

- Dans la majorité des cas, les pluies fortes sont génératrices des crues fortes (il faut noter que les crues nivales, autre aspect des crues ne concernent pas notre travail) ;
- Les stations pluviométriques sont plus nombreuses et plus anciennes que les stations hydrométriques ;
- L'ajustement des lois de probabilité sur les pluies est plus facile à faire que sur les débits. En effet, on constate que les débits présentent une cassure dans leurs distributions, à cause de la relation non linéaire entre les pluies et les débits.

Pour ces raisons, il existe plusieurs méthodes fondées sur la connaissance des pluies, parmi celles-ci, nous citerons :

1.1.5.1. Méthodes probabilistes simplifiées

Basées sur des hypothèses hydrologiques. Par exemple on peut mentionner la méthode du GRADEX (*Guillot and Duband, 1967*) et ses développements, parmi lesquels on trouve le modèle Agrégée (*Margoum, 1992; Margoum et al., 1994; Lang, 1995*).

La méthode du GRADEX est la plus connue en France. Elle a été développée par EDF. Elle permet de déterminer un débit de pointe de période de retour donnée sous les 3 hypothèses suivantes :

- Les cumuls de pluie sur une durée T suivent une loi de Gumbel ;
- Au-delà d'un certain niveau de cumul de pluie, tout accroissement du cumul de pluie se traduit par un accroissement équivalent du volume de crue ;

- Le rapport entre le volume V de crue sur une durée T et le débit de pointe est indépendant de V .

Gaume (2003) voit 2 perspectives pour l'amélioration des méthodes statistiques appliquées à l'hydrologie :

- Diminution de l'intervalle de confiance sur la distribution des débits par l'augmentation de la taille de l'échantillon (utilisation de l'information historique et des archives) ou par regroupement d'informations (à l'échelle régionale par exemple) ;
- Amélioration de la connaissance théorique sur les distributions statistiques des débits de pointe afin de contraindre la loi d'extrapolation utilisée.

L'utilisation pratique de cette méthode présente des difficultés qui limitent son domaine d'application, Michel, (1983) a souligné que l'une de ces difficultés est son seuil d'application en fréquence (ou en débit). Dans de nombreux cas, il paraît difficile de résoudre ce problème sans introduire un modèle complémentaire.

Par conséquent, un autre modèle est venu pour élargir le domaine d'application du Gradex, c'est le modèle AGREGEE (Margoum, 1992; Lang et al., 1998).

Le modèle probabiliste AGREGEE, qui reprend les hypothèses de base de la méthode du GRADEX, tout en essayant d'inclure d'autres aspects (prise en compte de l'information des crues historiques, fonction de transformation pluie-débit, analyse régionale des pluies ...), a fait l'objet de plusieurs études de comparaison avec des méthodes pratiquées en Espagne (méthode rationnelle), en Italie (approche hiérarchique régionale) et en Suisse (analyse des crues historiques) (*Lang, 1995*).

1.1.5.2. Méthodes fondées sur un simulateur d'averses couplé à un modèle pluie-débit

Parmi lesquelles nous citerons le modèle SHYPRE (*Cernesson, 1993; Arnaud and Lavabre, 2000*) et le modèle SHYREG (*LAVABRE et al., 2003*). Ce dernier est basé sur la régionalisation des paramètres du simulateur de pluies, SHYPRE et sur un modèle pluie-débit simplifié.

Globalement, on peut constater une grande diversité des méthodes d'estimation et surtout l'absence d'un consensus à l'échelle internationale. Nous soulignons aussi la difficulté réelle de la validation par rapport aux crues extrêmes, qui par définition ne sont presque jamais observées. De plus, comme il est montré par Lang et Lavabre (2007), une simple extrapolation des débits dans la gamme de fréquence des observations (temps de retour inférieur 10 ans) conduirait à une sous-estimation nette des débits de périodes de retour élevées. Par conséquent, il est fondamental d'utiliser une information hydrologique la plus complète possible en s'appuyant, par exemple, sur une analyse régionale, sur l'information historique, pluviométrique, et/ou naturaliste, afin de guider l'extrapolation des débits pour des temps de retour élevés (supérieurs à 100 ans).

1.2.L'utilisation et Limitation d'un modèle probabiliste :

Les modèles probabilistes sont adaptés si l'objectif n'est pas une connaissance réaliste du fonctionnement du bassin mais une reproduction optimale de ses variables de sortie (souvent seul le débit est analysé) ils sont typiquement employés en prédétermination.

Les Limitations de ce modèle sont :

- Extrapolation incertaine (surtout avec un historique relativement court) ;
- Ne permettent pas d'étudier les modifications du bassin ou les changements climatiques.

1.3.Exemple d'application de la méthode du GRADEX

L'ajustement des débits de crues observés ne permet guère d'extrapoler qu'à des périodes de retour de l'ordre de deux à trois fois la durée d'observation. Les méthodes empiriques telles que les courbes-enveloppes restent peu précises pour les fréquences rares et comme la recherche historique, elles ne restent utilisables que dans de rares conditions. Il existait donc un quasi-void pour l'estimation objective des crues de fréquence très rare jusqu'à l'apparition, en 1966, de la méthode dite du "gradex" et due à (Guillot and Duband, 1967) de la Division Technique Générale de l'E.D.F (Electricité De France).

1.3.1. Principe de la méthode :

Est une approche hydro-pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes (Guillot and Duband, 1967). La méthode se base sur l'information apportée par la loi de probabilité de la pluie spatiale pour les valeurs fortes (distribution à décroissance exponentielle). En effet, on suppose que la loi de distribution de la rétention du bassin ne change pas pour les pluies intenses, d'où on déduit le comportement asymptotique des volumes des crues extrêmes à partir de la distribution de la pluie moyenne maximale annuelle pour un pas de temps adéquat, correspondant à environ le temps pour faire passer la majeure partie du volume d'une crue forte mais simple (Djrboua, 2001; Duband et al., 1988 ; Garçon, 1993 et Paquet et Laval, 2006).

1.3.1.1.Analyse des pluies

Pour l'application de la méthode de Gradex sur un bassin versant, nous avons besoin d'estimer le Gradex des pluies max. annuelles. Or, les échantillons disponibles pour ce genre d'étude sont de courte durée (30 à 50 ans d'observations). Donc, pour diminuer l'effet d'échantillonnage, nous appliquons un découpage saisonnier, et nous supposons que le Gradex de la distribution des max. annuels est le même que celui pour la saison à plus fort risque (Eliasson, 1997; Kieffer Weisse, 1998; Estorge et al., 1980).

Nous utilisons des données journalières dans les différents types d'estimation, ce qui est assez robuste et réconfortant. Pour fixer la saison à plus fort risque, on calcule le Gradex moyen mois par mois et on prend les mois les plus forts et homogènes (Djrboua, 2001).

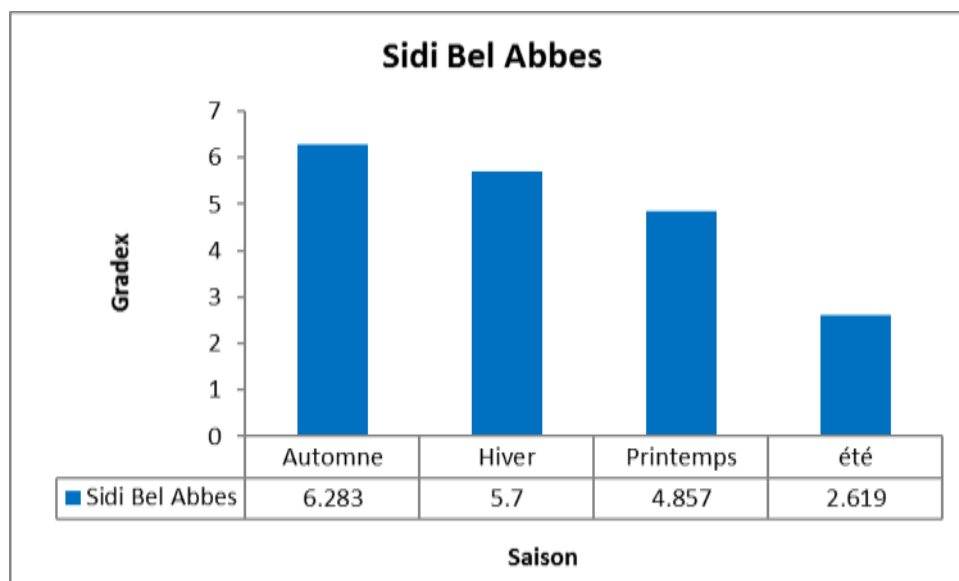


Figure IV. 2. Découpage saisonnier des pluies maximales journalières (Otmane et al., 2017)

Après une analyse fine des calculs de Gradex pluviométriques mois par mois, nous constatons que la saison à plus fort risque est représentée par l'Automne (Fig. IV.2), c'est le Gradex le plus fort. Nous pouvons définir le printemps comme une saison à risque secondaire.

Nous considérons donc, que la distribution des max. de la saison à plus fort risque est la loi des max. annuels pour les valeurs fortes (Fig. IV. 3).

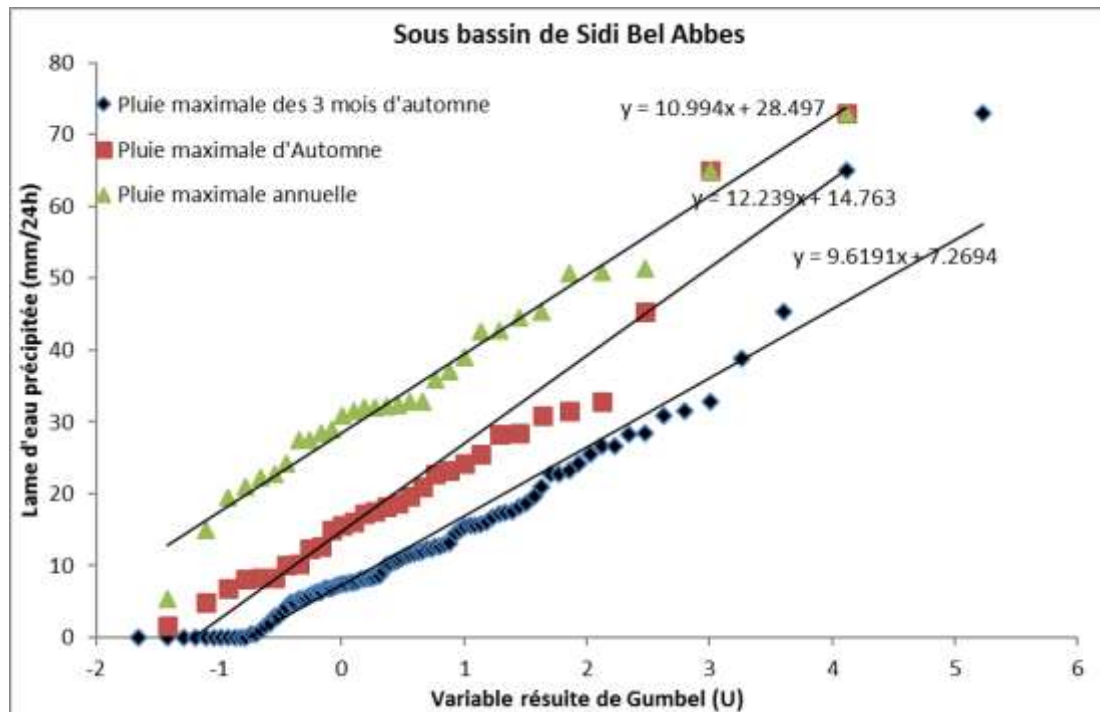


Figure IV. 3. Ajustement graphique des pluies maximales annuelles (calcul des paramètres (a) et (b) de la droite d'ajustement) (Otmane et al., 2017)

1.3.1.2. Analyse des débits moyens journaliers extrêmes

Une fois la loi de distribution des pluies max. annuelles déterminée, l'estimation des débits de crues moyens journaliers se fait en deux étapes :

- Ajuster une loi de Gumbel sur les débits moyens journaliers maxima annuels
- A partir d'une certaine période de retour, on extrapole la distribution des volumes journaliers de crues parallèlement à la distribution des pluies moyennes spatiales journalières de la saison à haut risque (dans le même système d'unités et pour la même durée caractéristique. On admet pour cette période de retour que la limite de la rétention moyenne ou déficit est atteint à partir d'une crue décennale (Duband, et al., 1988) (Fig. IV. 4).

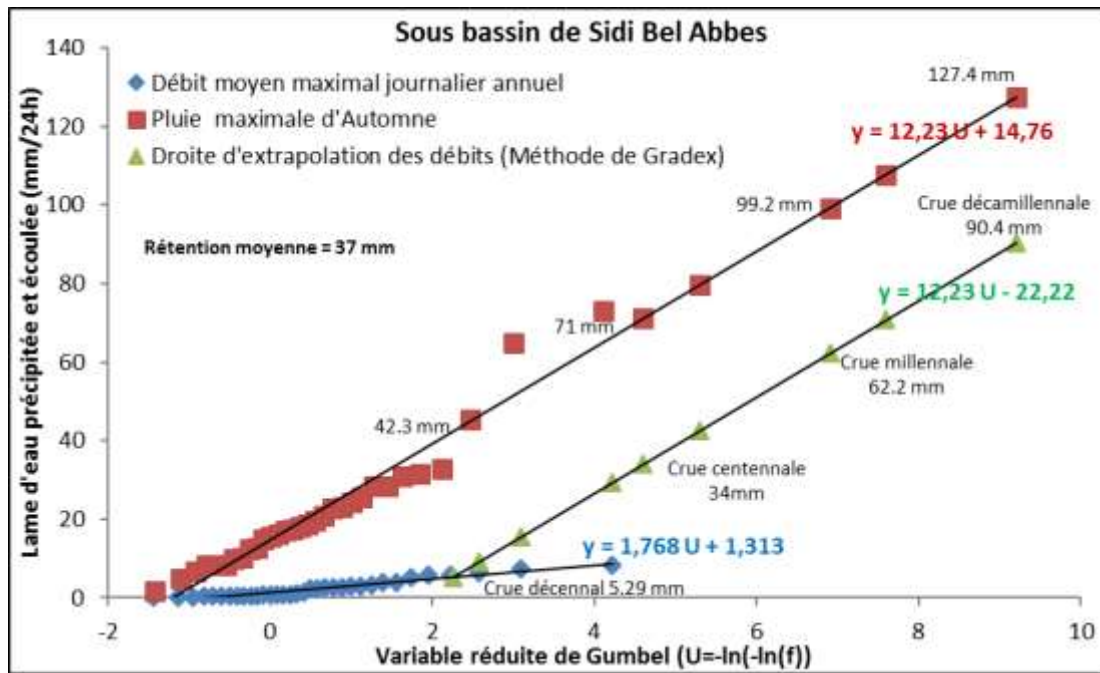


Figure IV. 4. Extrapolation de la distribution des débits au-delà de la crue décennale (Otmane et al., 2017)

L'estimation des débits moyens journaliers maximaux annuels pour chaque période de retour par la méthode de Gradex est donnée dans le tableau IV. 1.

Tableau IV. 1. Résultat de l'extrapolation des débits par la méthode de Gradex

F(x) = 0.95		F(x) = 0.98		F(x) = 0.99		F(x) = 0.995		F(x) = 0.999	
U = 2.97		U = 3.901		U = 4.6		U = 5.295		U = 6.907	
T = 20 ans		T = 50 ans		T = 100 ans		T = 200 ans		T = 1000 ans	
Débit (mm/24h)	Débit (m³/s)	Débit (mm/24h)	Débit (m³/s)	Débit (mm/24h)	Débit (m³/s)	Débit (mm/24h)	Débit (m³/s)	Débit (mm/24h)	Débit (m³/s)
14.1	195	25.5	352.7	34	470.2	42.5	587.8	62.3	861.6

1.3.1.3. Coefficient de forme

La distribution des débits instantanés maxima est déduite des volumes, par un coefficient de forme moyenne des hydrogrammes de ruissellement direct, Ce rapport n'étant pas constant, on cherche la corrélation logarithmique entre débit de pointe et débit moyen, il est ainsi défini par la différence de la moyenne des logarithmes des débits instantanés et la moyenne des logarithmes des débits moyens, d'où on obtient le logarithme de ce rapport (Fig. IV.5 et Tab. IV.2).

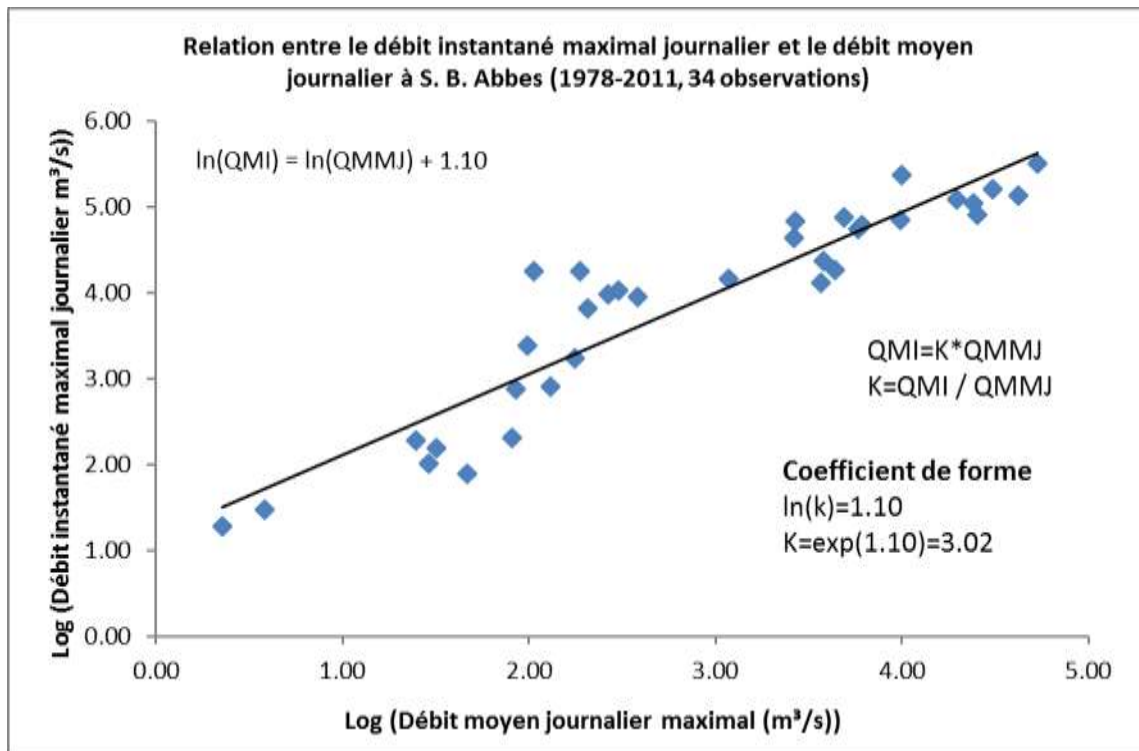


Figure IV. 5. Calcul du coefficient de forme (Otmane et al., 2017)

Les débits maxima instantanés (débits de pointe) pour chaque période de retour sont déterminés en multipliant les débits moyens par le coefficient de forme (Tableau IV. 2).

Tableau IV. 2. Calcul des débits maxima instantanés par la méthode de Gradex

Sidi Bel Abbas (1195km²) (Coefficient de forme=3.02)					
Période de retour	20 ans	50 ans	100 ans	200 ans	1000 ans
QMMJ	195	352.7	470.2	587.8	861.6
QMI	588.9	1065.2	1420	1775.2	2602

D'une manière générale la méthode du Gradex au cours du temps est devenue l'une des méthodes de référence, mais elle a ses limites (vérification des hypothèses et influence de la taille des bassins).

2. Laminage des crues par déversoir.

Le dictionnaire Larousse donne comme définition du laminage comme un effet atténuateur (de débit maximal) exercé sur une crue en répartissant le volume de la crue dans le temps, par stockage d'une section de contrôle (réservoir, élargissement ou rétrécissement de vallée) (Encyclopédie LAROUSSE). On entend par laminage naturel celui dû principalement aux pertes d'énergie provoquées par le déplacement de l'onde de la crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eaux (Fig. IV. 6), est correspond à l'atténuation progressive d'une onde de crue lors de sa propagation dans un chenal par frottement du fond et des berges.

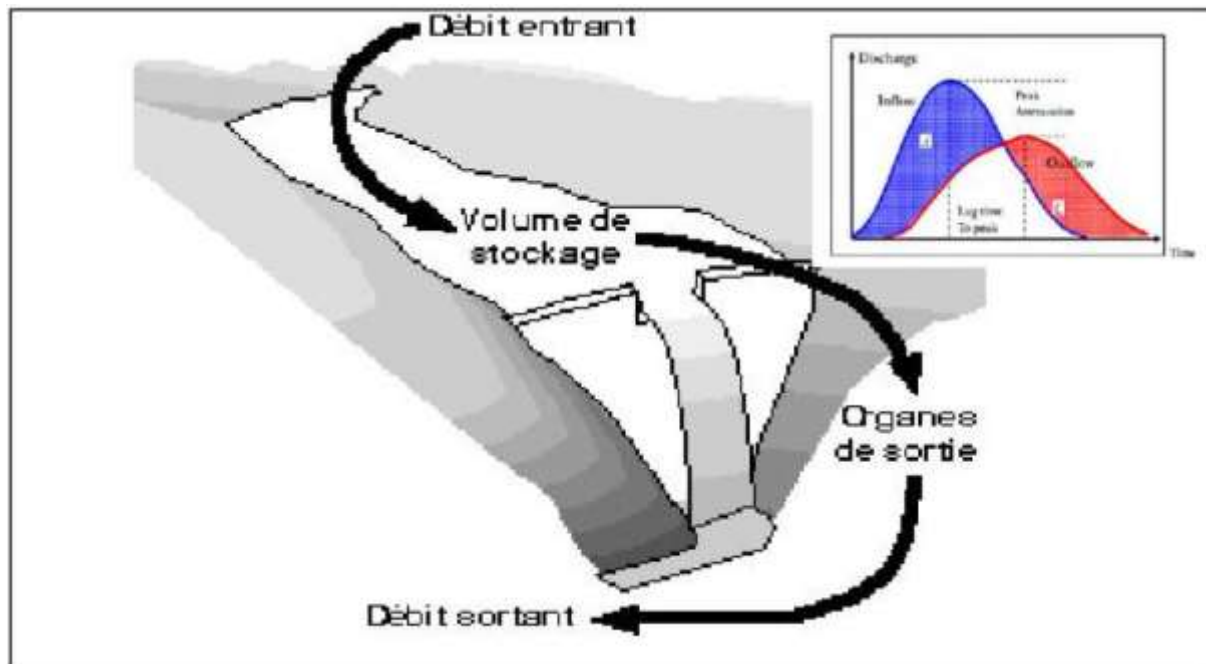


Figure IV. 6. Laminage de crue dans une retenue (Benmia, 2012)

Le laminage des crues est une méthode mathématique utilisée pour prédire les changements dans l'ampleur et de la rapidité d'une onde de crue lorsqu'elle se propage le long des rivières ou à travers des réservoirs. Le débit maximum et la forme globale de l'onde de crue changent tout au long de son mouvement vers l'aval (Fig. IV. 7).

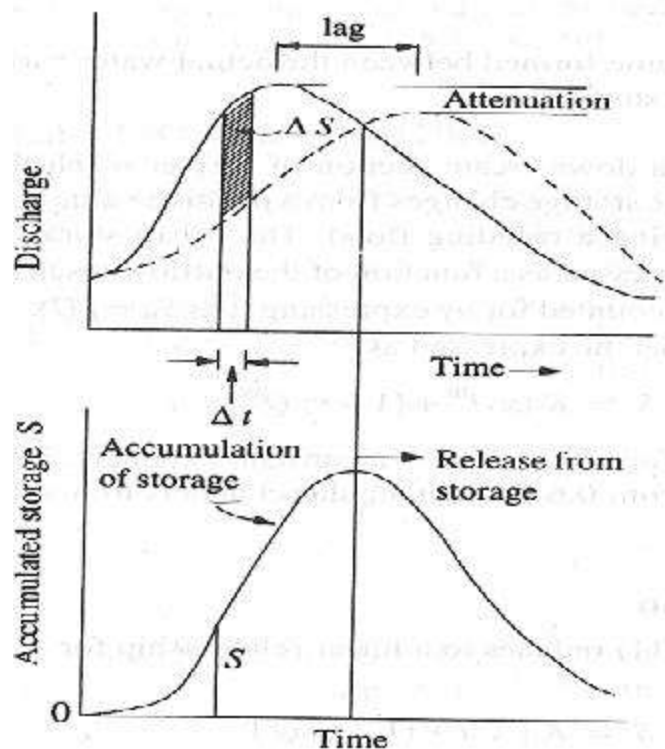


Figure IV. 7. Concepts de laminage des crues (Jelezniak, 1955)

Deux modifications de l'onde de crue peuvent être définies :

- L'atténuation : décrit la diminution relative de débit de point ;
- Translation : qui correspond au délai en temps de la décharge de débit de point (lag time), fondée sur le temps de déplacement de la masse d'eau qui coule en aval. Cette idée a été appuyée dans le travail de *Carter et Godfrey (1960)*.

Le débit qui passe dans l'évacuateur des crues (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c) (Fig. IV. 8). L'effet du laminage de crue dépend de :

- La forme de l'hydrogramme de la crue entrant dans la retenue ;
- La capacité de l'évacuateur ;
- La forme de la partie supérieure de la retenue.

Le problème le plus courant consiste à calculer l'hydrogramme de sortie $Q_s(t)$ en fonction de :

- L'hydrogramme d'entrée $Q_e(t)$;
- La courbe hauteur-volume $V(h)$ du réservoir.
- La courbe hauteur-débit de sortie $Q(h)$.

2.1. Transformation ou laminage de crues

Quand la crue sera incorporée dans un barrage suffisamment étendu et profond, provoquera une augmentation du niveau de l'eau dans ce dernier et par conséquent, l'accroissement des débits qui circulent à travers l'évacuateur (*Otmane et al., 2024*).

Le calcul de transformation (laminage) permet de déterminer la capacité de stockage (accumulation), qui est nécessaire pour la réduction du débit maximum, jusqu'à une valeur donnée pour éviter l'inondation sur le cours d'eau en aval du barrage.

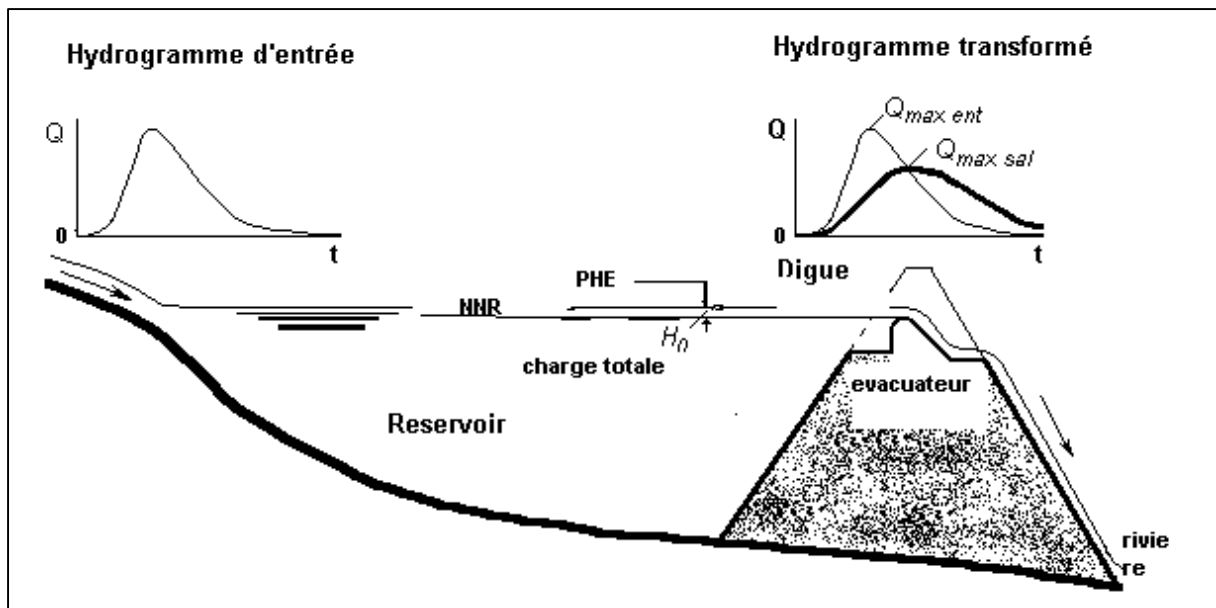


Figure IV. 8. Génération de débit de crue (Musy and Higy, 2004)

La fonction de transfert a pour objectif de transformer le débit de pluie nette en débit à l'exutoire. Il s'agit là d'un opérateur conservatif (le volume de l'hydrogramme de pluie nette est le même que celui de l'hydrogramme à l'exutoire). Son seul but est de représenter les transformations de la forme de l'onde de débit lors de son passage à travers le bassin versant.

Basés sur la considération précédente, les hydrographes pour les sites en étude situés en aval des barrages peuvent être déterminés en ajoutant les ordonnées de l'hydrographe de l'afflux latéral (bassin partiel) et les ordonnées de l'hydrographe transformé par le barrage (Fig. IV. 8) déplacés par le temps de retard par l'oued depuis le barrage jusqu'à la section de conception.

Le temps de retard par l'oued peut être calculé par l'expression :

$$Tr = \frac{1000.Lr}{60.Vr} = 16.67 \cdot \frac{Lr}{Vr} \quad (IV. 1)$$

Tr : Temps de retard par l'oued en minutes.

Lr : Longueur de la rivière entre les sites de calcul en km

Vr : Vitesse moyenne de retard de la crue entre les sites de calcul en m/s.

La vitesse de retard peut être déterminée par les relations suivantes :

$$\begin{cases} Vr = a_r \cdot yr^{1/3} \cdot Qp^{1/4} & \text{Pour } yr \leq 2^0/00 \\ Vr = 0.17 \cdot yr^{1/7} \cdot Qp^{1/4} & \text{Pour } yr > 2^0/00 \end{cases} \quad (IV. 2)$$

Où :

a_r : Paramètre sans dimension qui considère la rugosité moyenne le long du lit de l'oued ; généralement, pour des rivières situées dans les plaines avec $Yr \leq 2\%$, avec des conditions moyennes de rugosité ($n=0.050$) prend la valeur de **$a_r = 0.15$** .

yr : Pente moyenne atténuée de la rivière entre les sites de calcul, en %.

Qp : Débit maximal de la probabilité de calcul transformé par le barrage en m^3/s .

Dans cette méthode le débit maximal de conception est déterminé automatiquement en additionnant les hydrographes partiels et obtenant l'hydrographe qui en résulte.

En conséquence, une partie du volume de cette crue sera temporairement accumulée ou retenue dans la cuvette et se mettra à occuper de nombreuses irrégularités de ses marges. C'est-à-dire, le barrage exerce un effet de retard sur les volumes déversés, et par conséquent, l'hydrogramme

d'entrée est transformé jusqu'à être caractérisé par des débits maximaux de valeurs inférieure aux "débits piques" de la crue tandis que la décharge à la rivière ou la voie inférieure du volume d'eau transporté par l'onde de la crue sera prolongée jusqu'à occuper un temps supérieur à celui de son afflux au barrage. Malgré les inconvénients provoqués par cette dernière circonstance, ce phénomène de transformation s'avère généralement bénéfique, étant donné que grâce à ce dernier on pourra construire des évacuateurs plus petits que ceux qui seraient requis si le barrage n'exerçait pas cet effet sur l'hydrogramme.

2.2. Objectif de laminage :

Le laminage des crues a pour objectif principale l'optimisation des dimensions de l'évacuateur des crues notamment la largeur déversant (la sécurité des ouvrages), la protection contre les inondations (dimensionnement de bassin de rétention) et la conception des réservoirs (barrages).

Il doit être déterminé :

- Le débit de projet à évacuer pour la fréquence considérée ;
- La hauteur des eaux laminées pour ce débit ;
- La largeur optimale de déversement.

Le volume de la crue est en fonction de la taille du bassin versant et de la pluie de référence. Le débit laminé est en fonction du débit de projet et des volumes de références (volume de la crue et volume de transformation).

2.3. Transformation de la pluie en Hydrogramme de crue

Dans le cadre d'une description des processus selon le principe établi par Horton, la transformation de la pluie en Hydrogramme de crue se traduit par l'application successive de deux fonctions, nommées respectivement fonction de production (fonction d'infiltration) et fonction de transfert (Fig. IV. 9). La fonction de production permet de déterminer le hyétogramme de pluie nette à partir de la pluie brute. La fonction de transfert permet quant à elle de déterminer les Hydrogramme de crue résultante de la pluie nette (la pluie nette est la fraction de pluie brute participant totalement à l'écoulement).

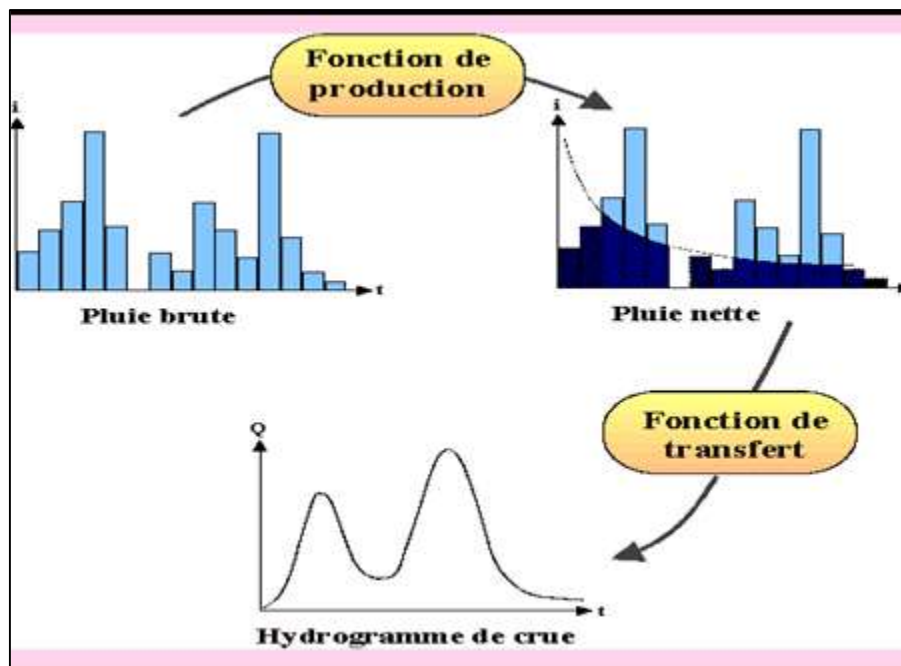


Figure IV. 9. La transformation de la pluie en hydrogramme de crue (Musy et Higy, 2004)

Le passage du hyétogramme de pluie à l'Hydrogramme de crue fait intervenir toutes les caractéristiques météorologiques, physiques et hydrologiques du bassin versant considéré. Dès lors, on comprendra aisément que la détermination d'une relation analytique rigoureuse entre précipitations et débits est une tâche très difficile. Toutefois, l'analyse de séries de couples pluies- débits permet d'obtenir des informations pertinentes sur la fonction de transfert du bassin versant (Fig. IV. 9).

La fonction de production permet de définir la partie de la pluie précipitée (pluie brute) qui va effectivement s'écouler à l'exutoire du bassin versant. Le résultat de cette première transformation est un hyétogramme de pluie nette. Il s'agit d'une grandeur fictive. La pluie nette est calculée par différence entre la pluie brute et les pertes à l'écoulement (évaporation, rétention par la végétation, stockage dans les dépressions, infiltration). La pluie nette est ensuite exprimée sous la forme d'un débit de pluie nette en multipliant l'intensité instantanée de pluie nette par la surface du bassin versant.

2.4. Equation de base de laminage hydrologique

Il y a plusieurs méthodes de laminage de crue qui peuvent être regroupés en laminage hydrologique et laminage hydraulique. Les méthodes de laminage hydrologique emploient essentiellement l'équation de continuité, Alors que les méthodes hydrauliques utilisent l'équation de continuité avec l'équation du mouvement d'écoulement non permanent (équations de Saint-Venant).

Le passage d'un hydrogramme de crue à travers un réservoir ou une rivière est un flux instable graduellement varié. Si nous considérons un système hydrologique avec l'entrée $\mathbf{I}(t)$, la sortie $\mathbf{Q}(t)$, et le stockage $\mathbf{S}(t)$, alors l'équation de continuité dans les méthodes de laminage hydrologiques est la suivante :

$$I_t - Q_t = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \quad (\text{IV. 3})$$

Si l'hydrogramme d'entrée $\mathbf{I}(t)$ est connue, l'équation IV. 3 ne peut être résolue directement pour obtenir l'hydrogramme de sortie $\mathbf{Q}(t)$, parce que \mathbf{Q} et \mathbf{S} sont inconnus. Donc la fonction de stockage est nécessaire pour relier \mathbf{S} , \mathbf{I} et \mathbf{Q} . La forme particulière de l'équation de stockage dépend du système (réservoir ou rivière).

Lorsqu'un réservoir a une élévation de la surface horizontale de l'eau, la fonction de stockage est une fonction d'élévation de la surface de l'eau. La sortie est également une fonction d'élévation de la charge au-dessus des déversoirs. En combinant ces deux fonctions (l'équation IV. 3 et la fonction de stockage en fonction de débit entrant $\mathbf{S} = \mathbf{f}(\mathbf{O})$) nous obtenons une fonction unique de stockage.

La solution de l'équation IV 3, peut être obtenue algébriquement si \mathbf{I} peut être exprimée en termes algébriques. Une telle solution est présentée par *Diskin (1967)* et également dans *Doog, (1973)*. En général, \mathbf{I} sont disponibles que sous forme discrète c'est-à-dire les données d'entrés à un certain intervalle de temps sont disponibles (*Gill, 1978*). La solution est alors obtenue pour n'importe quelle forme d'écoulement et pour différentes caractéristiques topographies du barrage, par intégration approximative par les procédés analytiques (tabulaire), grapho-analytiques ou graphique.

Tous les procédés d'intégration approchés sont fondés sur le changement de l'équation différentielle (IV. 3) par l'équation du bilan hydrique, établie pour des intervalles de temps Δt finis, qui doivent être choisis les plus petits, pour que la variation des débits d'écoulement \mathbf{Q} et des débits évacués \mathbf{q} durant chaque intervalle peut être considérée linéaire. D'où l'équation du bilan hydrique s'écrit comme suit :

$$\left(\frac{I_t + I_{t+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_t + Q_{t+1}}{2}\right) = \left(\frac{S_t + S_{t+1}}{\Delta t}\right) \quad (\text{IV. 4})$$

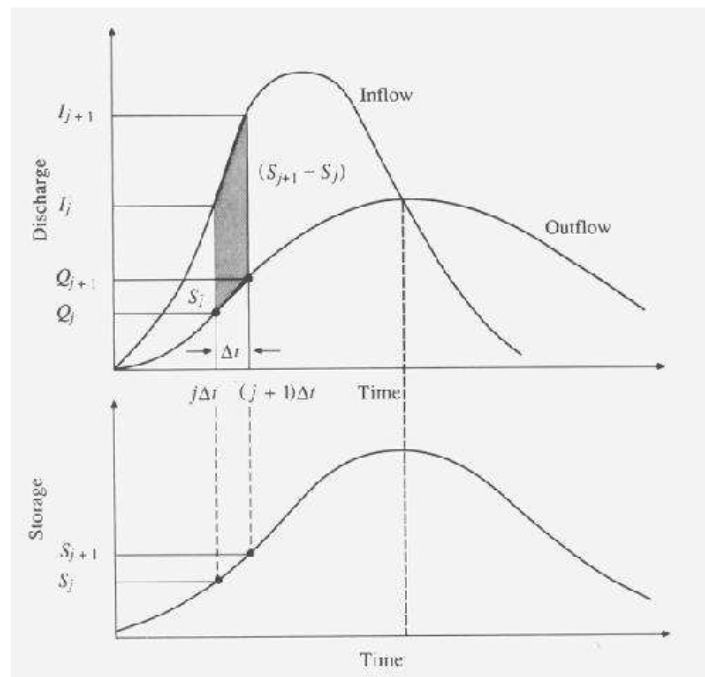


Figure IV. 10. Concept de calcul de débit sortant (Jeleszniak, 1955)

La résolution simultanée du système d'équation du bilan et l'équation $S = f(I)$ pour chaque intervalle de temps Δt et la détermination du débit évacué Q_{t+1} constituent l'essence (l'objet) de tous les procédés d'intégration approchée des équations des débits évacués (Carter and Godfrey, 1960).

L'analyse de l'équation des débits évacués montre que la forme de l'hydrogramme de la crue, le type de l'ouvrage d'évacuation et la forme de la courbe des volumes du barrage sont les facteurs essentiels qui déterminent le degré de laminage et l'écoulement de la crue pour un volume d'accumulation (de régularisation) donné du barrage.

2.5. Présentation de quelques modèles du laminage des crues

2.5.1. Modèle de Puls

Ce modèle est basé sur une approximation en différences finies de l'équation de continuité, et sur une représentation empirique de l'équation de quantité de mouvement. On considère qu'il n'y a pas d'apport par débit latéral. L'équation de continuité devient alors :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{IV. 5})$$

On utilise alors la méthode des différences finies en écrivant que :

$$I_t - Q_t = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \quad (\text{IV. 6})$$

Où : I_t et Q_t sont les débits moyens respectivement amont et aval pendant une période Δt , ΔS_t étant la variation du stock d'eau durant le même laps de temps.

On obtient alors l'équation suivante :

$$\left(\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{Q_t}{2}\right) = \left(\frac{I_{t-1} + I_t}{2}\right) + \left(\frac{S_{t-1}}{\Delta t} - \frac{Q_{t-1}}{2}\right) \quad (\text{IV. 7})$$

Ainsi, au temps t , on connaît les termes de gauche, et l'on cherche à déterminer les termes de Droite. On a donc 2 inconnues S_t et Q_t , et l'on doit donc connaître une relation supplémentaire

entre ces deux variables. Une fois cette relation déterminée, on résoudra le nouveau système d'équations par récurrence.

En ce qui concerne la relation liant S_t et Q_t , on peut la déterminer par :

- Des observations historiques des valeurs des débits et du volume d'eau stocké au cours du temps ;
- Une observation des hydrographes amont et aval et une recherche de S_t par itérations successives.

2.5.2. Modèle de Kotcherine :

Le débit laminé est en fonction du débit de projet et des volumes (volume de la crue et volume de transformation). L'expression qui caractérise cette variante généralisée de la méthode de Kotcherine est la suivante :

$$q_{max} = k \cdot Q_{max} \cdot \left(1 - \frac{Vt}{Vc}\right) \quad (IV. 8)$$

Q_{max} : Débit de la crue de projet de fréquence F (m³/s).

q_{max} : Débit à laminier (m³/s).

Vt : Volume de transformation (m³).

Vc : Volume de la crue (m³).

k : Coefficient de forme de l'hydrogramme.

D'ensemble, avec la courbe $Vt = f(h)$ et la courbe de débits en fonction de la hauteur au-dessus du déversoir, ces expressions permettent le calcul des débits et des volumes transformés de manière graphique. L'autre variante de calcul est la solution numérique de ces équations au moyen d'itérations successives.

2.5.3. Modèle de Muskingum

Le modèle de Muskingum utilise une relation linéaire entre l'emmagasinement et les débits entrée et sortie. Cette méthode suppose une relation univoque entre les débits et les hauteurs d'eau.

Le modèle de Muskingum est classé parmi les modèles hydrologiques de propagation des crues basée sur l'équation de continuité globale.

$$\frac{ds}{dt} = Q_e - Q_s \quad (IV. 9)$$

Avec : S : Le stockage dans le canal ; Q_e : Le débit entrant ; Q_s : Le débit sortant.

2.5.4. Modèle de Muskingum-Cunge :

Le modèle de Muskingum-Cunge s'applique aux systèmes distribués dans lesquels l'écoulement se calcule en fonction du temps et de l'espace. Le modèle Muskingum-Cunge est conçu pour pallier aux différentes difficultés que présente le modèle de Muskingum, tel que les paramètres qui n'ont pas de signification physique et qui sont donc difficiles à évaluer. Il est basé sur l'équation de continuité incluant un débit latéral et sur la forme diffusivité de l'équation de quantité de mouvement.

En différenciant l'équation de Muskingum suivant le temps t et en utilisant l'équation de continuité précédente on obtient :

$$k \left[C \cdot \frac{dQ_{max.s}}{dt} + (1 - C) \frac{dQ_{max.H}}{dt} \right] = \overline{Q_{max.s}} - \overline{Q_{max.H}} \quad (IV. 10)$$

Où : $\overline{Q_{max.s}}$ et $\overline{Q_{max.H}}$: représentent les débits moyens à l'entrée et à la sortie du système pendant l'intervalle de temps dt .

Exercice

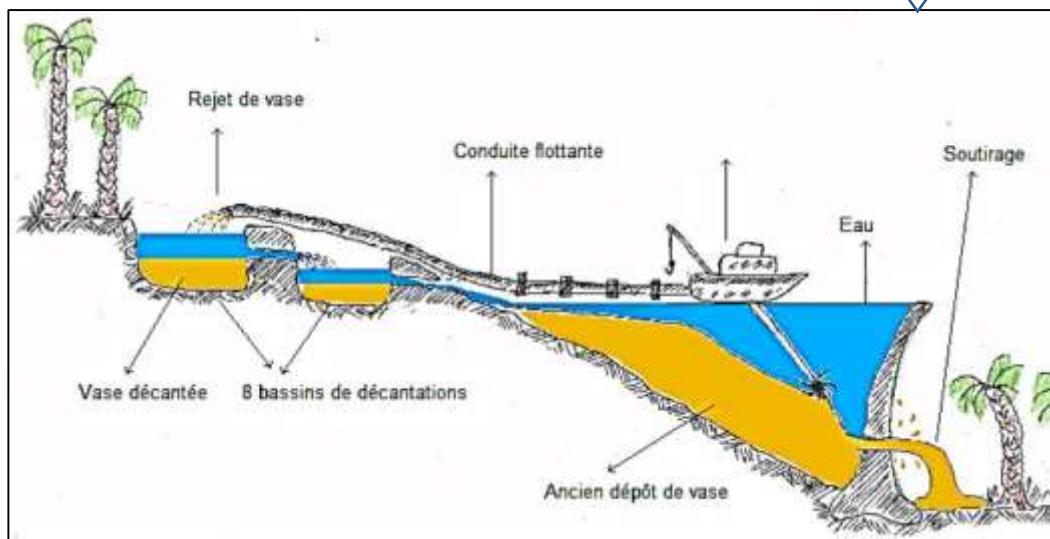
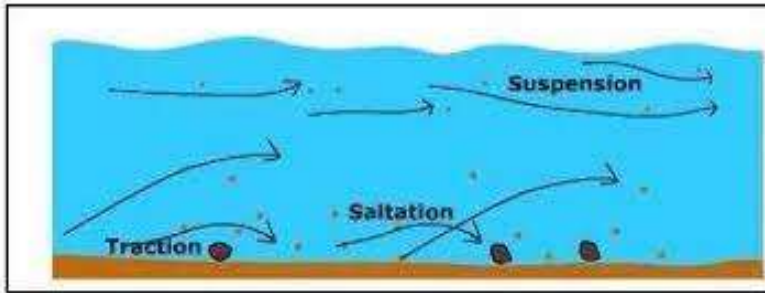
L'exercice porte sur le bassin versant de la Mekerra (2400 km²). Les données concernant les précipitations maximales journalières annuelles (PMJA) en mm/24h enregistrées de 1980/81 à 2010/11 (série de 31 ans de mesure). Les débits moyens maximaux journaliers annuels (QMMJA) en m³/s et les débits de pointe (QP) correspondants en m³/s enregistrés à l'exutoire de 1978/79 à 2010/11 (33 ans de mesure) sont présentés dans le tableau 1.

- Estimer les débits de pointe de temps de retour 20 et 100 ans par la méthode statistique (Ajustement de Gumbel) ?
- Représenter graphiquement des couples (u_i, x_i) de la série à ajuster ?
- Estimer des débits de pointe de temps de retour 20 et 100 ans par la méthode du GRADEX ?
- Comparer les méthodes d'estimation des débits de pointe ?

Tableau 1. Données de l'exercice :

Année	QMMJA	QP	PMJA	Année	QMMJA	QP	PMJA
1978/79	1.79	4.36		1995/96	80	154.5	12.86
1979/80	6.74	10.1		1996/97	43.2	113.8	25.53
1980/81	4.32	7.448	22.3	1997/98	102	170	19.2
1981/82	5.32	6.66	26.53	1998/99	21.6	64.2	6.53
1982/83	11.3	53.85	9.73	1999/00	39.9	131.2	47.5
1983/84	1.43	3.615	1.63	2000/01	73.17	161.8	6.06
1984/85	9.45	25.25	25.03	2001/02	54.14	127.13	28.76
1985/86	4.51	8.9	3.56	2002/03	13.26	51.8	30.66
1986/87	30.7	104	52.66	2003/04	35.96	79	46.96
1987/88	4.03	9.829	23.4	2004/05	11.94	55.92	18.53
1988/89	10.1	45.36	23.2	2005/06	43.93	120.44	17.5
1989/90	35.3	61.7	16.06	2006/07	112.83	246	14.4
1990/91	81.9	135	15.2	2007/08	30.89	124.74	19.16
1991/92	7.35	29.7	8.75	2008/09	88.99	183	14.56
1992/93	7.61	70.34	16.5	2009/10	38.06	71.2	31
1993/94	9.71	70.34	14.3	2010/11	8.3	18.25	36.7
1994/95	54.5	215	16.05				

Les transports solides



A l'issue de ce chapitre l'apprenant sera capable à maîtriser :

- *Les techniques de mesure et modèles de prévision ;*
- *L'envasement des réservoirs de stockage des eaux superficielles.*

1. Introduction du transport solide

Le transport des matériaux solides par les cours d'eau est la cause de plusieurs problèmes en relation avec l'aménagement des cours d'eau tels que l'envasement des retenues, l'érosion régressive et progressive et l'abaissement de nappes, entre autres. D'où la nécessité de quantifier et de prédéterminer le transport solide.

En effet, ce phénomène concerne les boues des particules fines jusqu'aux rochers les plus grossiers, que le courant peut entraîner. On distingue trois modes de transport solide : le transport de fond, transport solide en suspension et transport intrinsèque. La délimitation entre les différents modes de transport n'est pas encore bien clarifiée. Le rapport entre la vitesse de frottement et la vitesse de sédimentation sert souvent d'indicateur pour l'initiation de l'un ou l'autre mode de transport.

Le transport solide est un phénomène complexe. La chute des vitesses à l'entrée de la retenue d'eau et barrages entraîne une diminution de capacité de stockage par un dépôt immédiat des alluvions grossiers, par contre les éléments fins, plus légers poursuivent leurs chemins en suspension jusqu'à se déposer en eaux mortes où ils décantent lentement. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par le réseau d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de la granulométrie (*Graf et Altinakar, 2000*). Ce phénomène est limité par la quantité de matériaux susceptible d'être transportée selon la fourniture sédimentaire (*Megnounif et al., 2013*). Ce phénomène est régi par deux propriétés du cours d'eau :

- a) *Sa compétence* : Elle est mesurée par le diamètre maximum des débris rocheux que peut transporter le cours d'eau. Cette caractéristique est essentiellement fonction de la vitesse de l'eau. Les variations de la compétence en fonction de la vitesse et la granulométrie du substrat ont été étudiées par *Hjulstrom (1955)* (fig. V. 1).

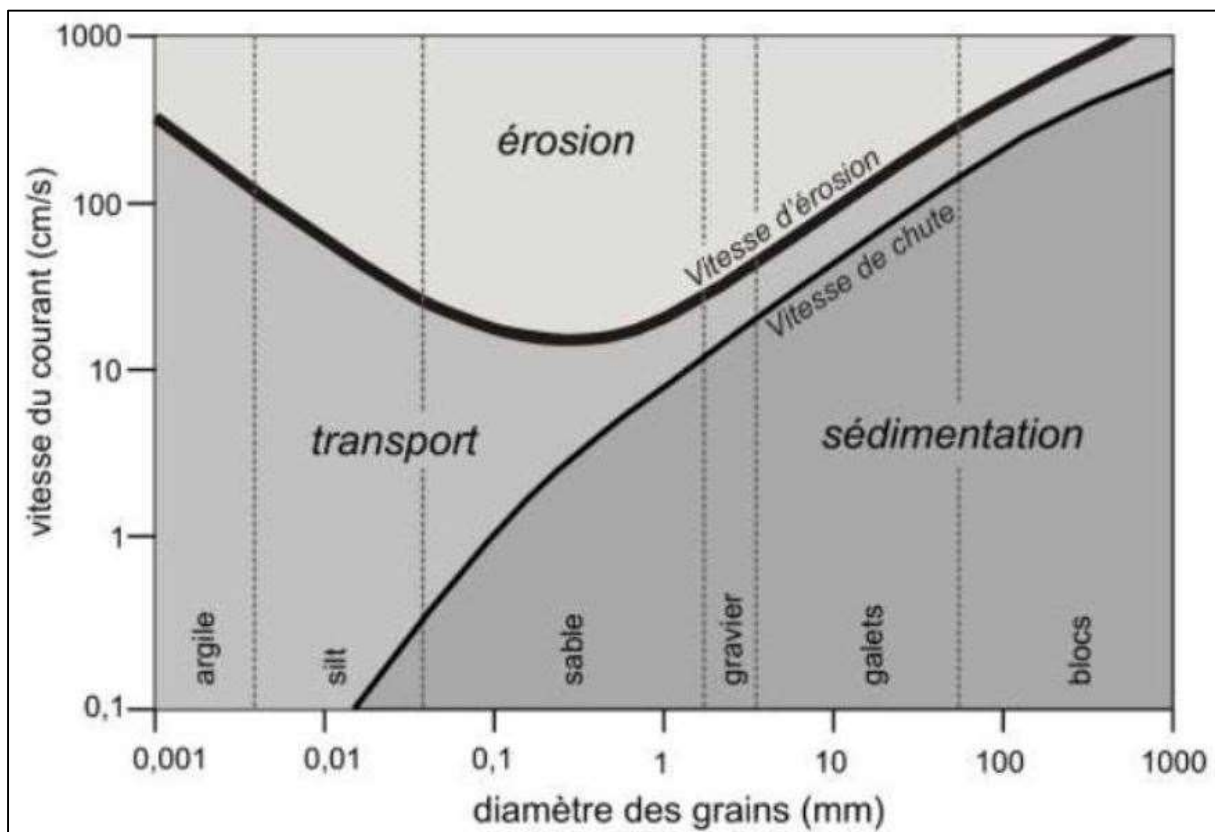


Figure V. 1. Diamètre, érosion, transport et sédimentation d'après Hjulstrom (1955)

- b) Sa capacité : C'est la quantité maximale de matériaux solides que peut transporter en un point et à un instant donné le cours d'eau. La capacité est fonction de la vitesse de l'eau, du débit et des caractéristiques de la section (forme, rugosité, etc.) (Graf and Altinakar, 2000).

2. Transport solide

Le transport solide est un ensemble de phénomènes physiques qui agissent sur l'entraînement des particules solides sous l'action de l'écoulement de fluide. Ce transport est essentiellement fonction des dimensions des particules. L'érosion est l'origine de tous les types de transport solide, qu'on peut diviser en trois modes (Chauchat, 2007) :

- Le transport par charriage ;
- Le transport par suspension ;
- Transport par saltation.

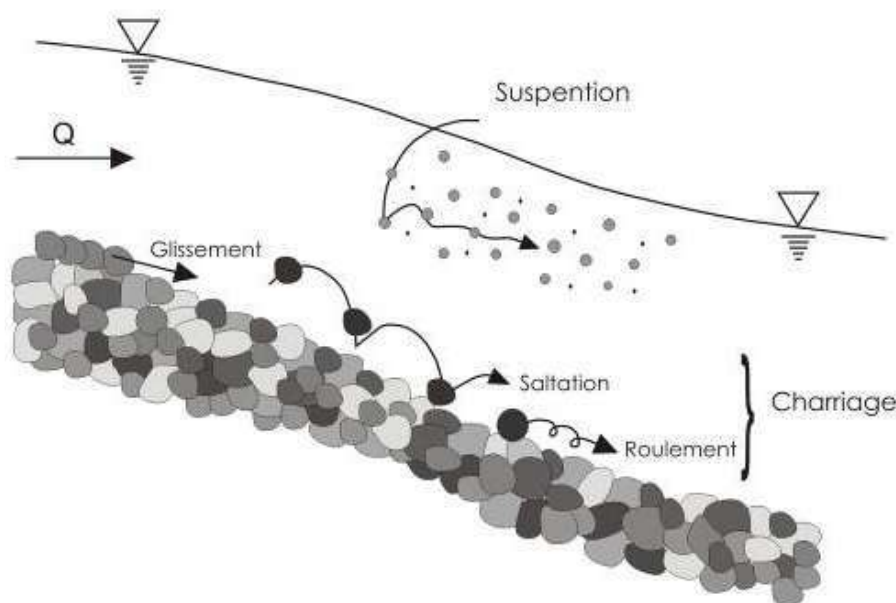


Figure V. 2. Modes de transport des particules dans un chenal d'après Sirabahenda (2012)

Le transport des sédiments par les cours d'eau est déterminé par les caractéristiques des particules (taille, forme, concentration, vitesse de chutes et densité des particules). Ce qui permet de distinguer :

La charge en suspension (suspended load) : constituée de matériaux dont la taille et la densité leur permettent, dans des conditions d'écoulement déterminées, de se déplacer sans toucher le fond du lit. Le transport en suspension est en général constitué de matériaux fins, argiles et colloïdes et quelquefois de silts.

La charge de fond (bed load) : formée de matériaux trop gros pour être mis en suspension compte tenu de leur densité et de la vitesse du courant. Ces particules roulent sur le fond ou se déplacent par saltation.

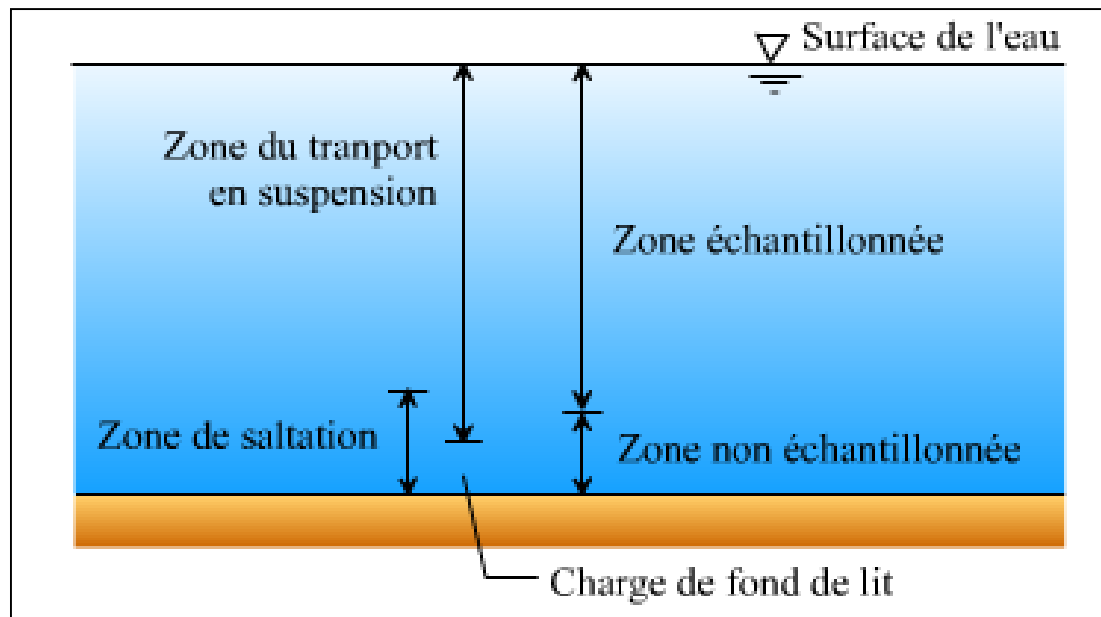


Figure V. 3. Classification des différentes "couches" de transport solide d'après Shen et al., (1992)

2.1. Transport par charriage

Le transport solide par charriage, représente la progression de sédiments grossiers (sables, gravier, galets et blocs), de diamètre supérieur à 1 mm, qui se déplacent par roulement ou glissement, au voisinage immédiat du fond du cours d'eau, et parcourent des distances relativement petites et discontinues dans le temps et dans l'espace. Les mesures sur le terrain du transport solide par charriage sont très onéreuses et difficiles à mener. De ce fait, les évaluations de ce type de transport sont rares et difficiles. On se contente généralement d'études sur modèles réduits pour déterminer la proportion du charriage par rapport à la suspension ou au transport total. Pour quelques bassins versants Algériens le taux de charriage a été estimé à 12.5 % de la suspension (Bouanani et al., 2013).

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

- Les forces de pesanteur sont des forces stabilisatrices ;
- Les forces hydrauliques sont des forces déstabilisatrices dues à l'écoulement.

Plusieurs formules ont été proposées pour prédire soit le charriage seul, soit le charriage et la suspension. La plupart d'entre-elles ont été établies pour estimer le transport solide moyen.

2.2. Transport en suspension

Le transport par suspension est le deuxième type de transport solide dans un cours d'eau. Il concerne les éléments fins qui progressent dans le sens du courant au sein même du liquide. Ces éléments fins sont maintenus en suspension par la turbulence et la quantité de ces matériaux dépend essentiellement des éléments fins, qui proviennent de l'érosion du bassin, suite au ruissellement des eaux de pluie (Megnounif et al., 2007).

La suspension d'une particule plus lourde que l'eau dans un courant est la conséquence du gradient de vitesse : la vitesse instantanée de l'eau augmente du fond vers la surface. Plus ce gradient est fort, plus la particule est soulevée jusqu'à atteindre un équilibre entre son poids apparent et la force de soulèvement (Fig. V 4). Toute variation de la vitesse instantanée entraîne une modification de cet équilibre et donc de la position de la particule. Lorsque le courant

diminue jusqu'à devenir nul, la force de soulèvement disparaît et la particule tombe sur le fond : c'est la sédimentation.

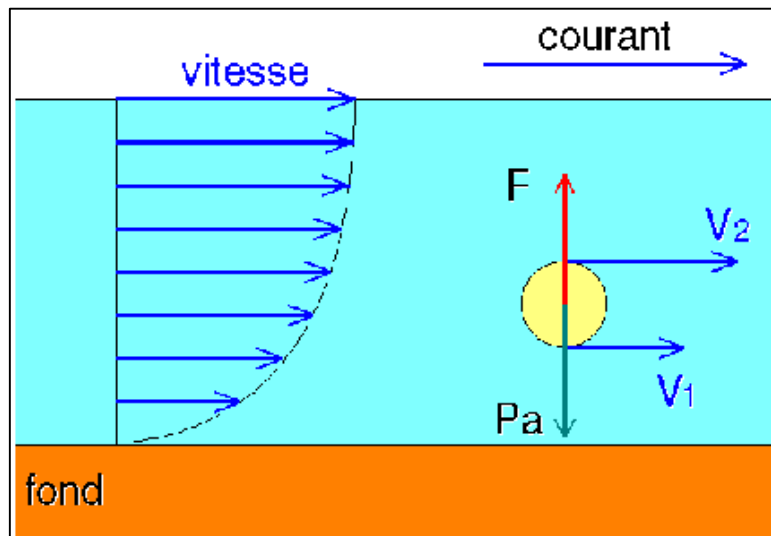


Figure V. 4. Suspension d'une particule dans un courant

2.3. Transport par saltation

C'est le mode de transport des éléments plus fins que les galets, c'est-à-dire les graviers et les sables grossiers. Les graviers sautent, progressent par bonds au fond de la rivière et occupent donc, dans la section, une certaine hauteur dépendant de la vitesse et des caractéristiques des grains.

On explique la progression par saltation de la façon suivante : un grain glisse sur le fond du lit, puis rencontre un obstacle, il se bute alors sur cet obstacle. La différence de pression entre l'amont et l'aval du grain augmente, il bascule, puis est arraché, entraîné par le courant et, par gravité, retombe au fond où le processus recommence. Il est évident que les composantes multiples de la vitesse, qui caractérisent la turbulence, jouent un rôle important dans la saltation.

3. La mesure du transport solide

3.1. La mesure du transport de fond

3.1.1. Mesure directe

La mesure se fait dans une fosse artificielle. La procédure consiste à creuser un trou dans le lit du cours d'eau, cela permet de récupérer puis peser les sédiments qui y pénètrent. Cette méthode devient plus longue et laborieuse lorsque la charge en sédiments devient plus grande.

Méthode de la trappe transversale est utilisée aux Etats-Unis. Elle peut être fixe ou semi-portative pour des petites rivières. L'installation fixe est menue d'un radier construit sur la largeur totale du lit, et à sa partie avale la rivière est divisée au moyen des pilettes en béton dont le fond est menu d'une trappe ouverte ou fermée. Le débit solide qui tombe dans la trappe est périodiquement pompé vers une trémie située sur la berge (Baloul, 2012).

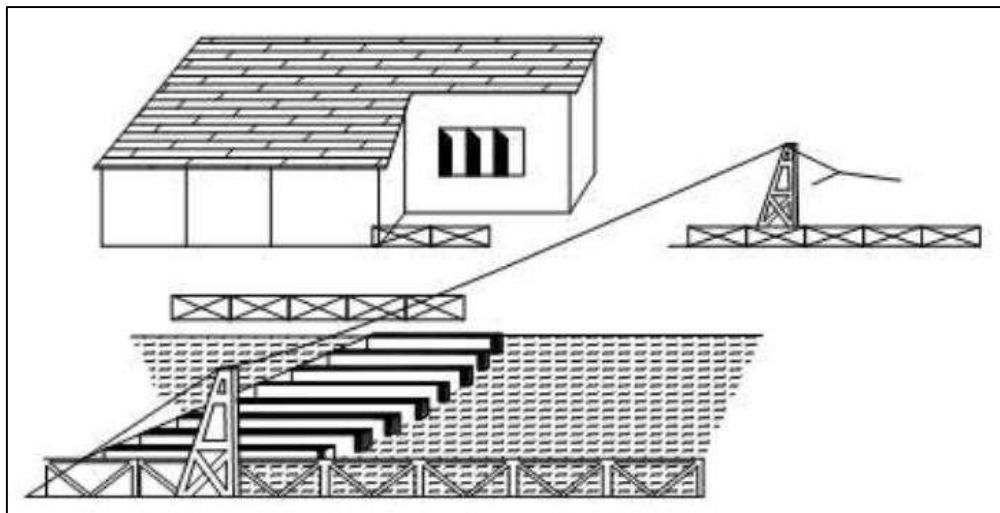


Figure V. 5. Installation de mesure de charriage (Baloul, 2012)

Échantillonneurs : le charriage peut être évalué à partir des échantillons attrapés dans un dispositif introduit dans le cours d'eau pour un temps donné puis retirés pour être pesé. Il existe divers instruments qui démontrent la difficulté de prendre un échantillon précis et représentatif. Ces échantillonneurs ont l'inconvénient de déranger l'écoulement et changer les conditions hydrauliques à leur entrée et peuvent être bloqués dans le fond. Ceux-ci s'appellent les échantillonneurs à différence de pression, un exemple est illustré sur la Figure V 6.

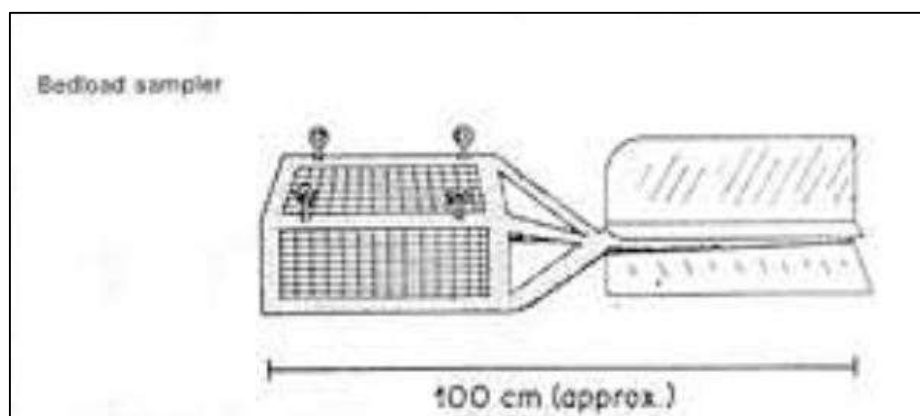


Figure V. 6. Echantillonneur du transport solide par charriage (Baloul, 2012)

3.1.2. Les mesures indirectes

Basées sur l'utilisation des ultra-sons ou des traceurs radioactifs.

Les sondeurs à ultrasons : permettent de suivre le déplacement des dunes dans les fonds sableux à faibles pentes.

Le détecteur hydroponique : Il permet de déterminer le début et l'arrêt d'entraînement des particules de sable grossier et gravier grâce aux *chocs enregistrés suite au contact des particules mises au mouvement avec une plaque placée au fond du cours d'eau*. On peut avoir au lieu d'une plaque un peigne enfoncé dans les matériaux du fond sableux attaché à une tige reliée à un lecteur phonographique. Cet appareil est appelé *aréna phone*.

Méthode par l'outil des traceurs : la technique consiste à insérer dans l'écoulement un *traceur radioactif sous une forme semblable aux particules en charriage* (avoir la même forme, taille et poids). Le mouvement en aval peut alors être surveillé en utilisant les détecteurs portatifs. Alternativement, le traceur peut être appliqué à la surface du sédiment naturel, ou il peut être incorporé aux matériaux artificiels qui peuvent être rendus radioactifs. La complexité de cette

technique est liée à la lourdeur de ces expérimentations (fabrication, détection de nuit, obtention des autorisations et le prix des traceurs) et le traitement ultérieur des données.

Les mesures faites servent à tracer des courbes iso-actives à différentes dates déterminées. L'étude de ces cartes permet d'aboutir à des informations semi quantitatives telles que la direction générale, la vitesse moyenne et **la zone intéressée par le transport**, ou à des mesures quantitatives par intégration dans le temps ou intégration dans l'espace (Baloul, 2012).

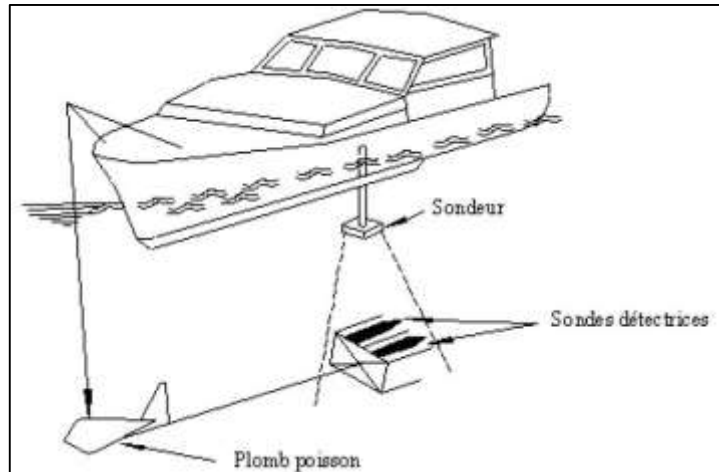


Figure V. 7. Traineau portatif des détecteurs (Baloul, 2012)

Pour les faibles courants d'eau, les prélèvements peuvent être faits à l'aide de bouteilles que l'on envoie à la profondeur voulue grâce à un câble.

Différentes méthodes de mesures sont possibles :

- Collectes d'échantillons à hauteur d'une section de mesure pour suivre dans le temps les variations du transport solide, puis mesures par filtration au laboratoire.
- Levers topographiques et bathymétriques de lacs ou de retenues artificielles pour évaluer l'apport global de sédiments pendant une période déterminée (entre deux instants connus).
- Utilisation de traceurs de sédiment ou d'éléments dont les signatures permettent d'étudier surtout les taux de sédimentation (exemple Pb^{218} , Cs^{137}).

3.2. La mesure du transport en suspension

Les matériaux fins sont facilement amènes en suspension par la turbulence de la rivière et ils circulent à une vitesse similaire à celle de l'eau. La concentration des matériaux fins dans l'eau dépend de la quantité des sédiments fournis par le bassin versant, cette quantité liée aux précipitations. Cette concentration ne dépend pas uniquement du débit ou de la capacité de transport du cours d'eau puisque la concentration en matériaux fins peut varier énormément avec le temps pour des débits similaires (Kazi Tani et al., 2020). La quantité de matériaux en suspension recueillie à travers une membrane poreuse (la taille moyenne des pores est en général de $0,2 \mu m$). Elle s'exprime en milligrammes par litre d'eau brute.

Cependant, l'évaluation du transport solide en suspension est sujette à de nombreuses erreurs commises dans l'échantillonnage, dues à un nombre de mesures insuffisant pour déterminer ces fortes variations. Ainsi, le prélèvement d'échantillons doit se faire avec des appareils à action très rapide.

Outre les prélèvements manuels réalisés dans des récipients généralement en polypropylène, il existe du matériel de prélèvements plus ou moins automatisé qui peut être classé en trois catégories principales :

- Les préleveurs instantanés ;
- Les préleveurs par intégration ;
- Les préleveurs à pompe ;
- Les pièges à sédiments ou sédimentomètres.

(A ces quatre méthodes par prélèvement ou piégeage s'ajoute la mesure directe de turbidité en continu)

a) Préleveurs instantanés

Ils sont constitués par un récipient largement ouvert ou une bouteille qui peut se refermer instantanément. Le but est de prélever une certaine quantité d'eau pour ensuite l'analyser.

Trois sources d'erreurs affectent ce type de préleveurs : la variation de la concentration en profondeur, la modification des conditions d'écoulement due à la présence du préleveur qui agit alors comme un obstacle à l'écoulement et la petite taille de l'échantillon.

b) Préleveurs par intégration

Ils prélèvent des échantillons durant un intervalle de temps suffisamment long pour atténuer les fluctuations de concentrations. Leur fonctionnement se fait soit en point par point, soit par intégration, le long d'une verticale. On procède pour ce type d'instruments à une immersion et une remontée à la même vitesse quitte à remplir à peu près 90 % du préleveur.

Ce type de préleveur est généralement cher, mais tous les modèles ont les caractéristiques suivantes en commun :

- Entrée d'eau (face au courant) et échappement d'air ;
- Échantillonnage isocinétique, tel que la vitesse d'entrée soit égale à la vitesse de l'eau à la hauteur de prise ce qui évite la sur- ou sous-estimation due aux particules sableuses ;
- Une coque métallique enrobant la bouteille en verre ou en plastique à changer après chaque prise d'échantillon ;

Le plus simple d'entre eux est la bouteille à large col fixée à une perche.

Les inconvénients principaux de cette méthode d'échantillonnage résident dans : la petite taille de l'échantillon (1/2 litre), le petit diamètre de la conduite d'admission qui permet d'éviter un sur-remplissage rapide mais qui bloque l'entrée des grosses particules sableuses, la compétence requise pour faire un bon échantillonnage, la limitation de certains modèles à certaines profondeurs. Dans des conditions typiques

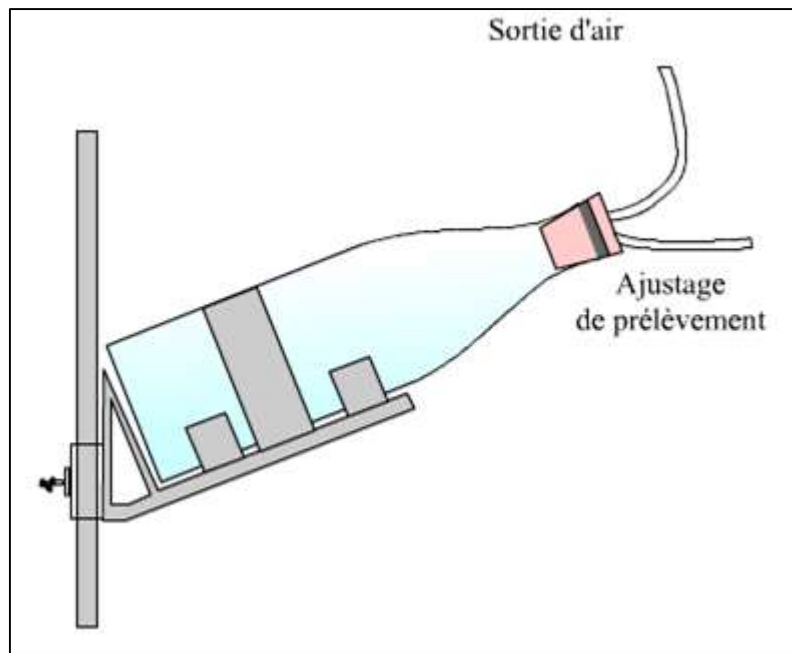


Figure V. 8. Bouteille de prélèvements fixée sur une perche avec système d'ajustage d'après Nouvelot et al., (1993)

c) Préleveurs à pompe

Un embout formé d'un tube métallique faiblement coudé, fixé sur un lest, permet d'effectuer, grâce à un tuyau flexible et une pompe, des prélèvements en divers points de la section de mesures. Le principal avantage de cette technique est l'obtention d'un volume d'échantillons quasiment illimité. L'erreur globale (aléatoire et systématique) pour une méthode de prélèvement qui privilégie les prises près du lit (pour diminuer le nombre d'échantillon) serait de seulement 17%.

d) Pièges à sédiments

Dans les retenues, les pièges à sédiments présentent une méthode d'échantillonnage de MES simple et peu onéreuse. Ils permettent la mesure des épaisseurs de sédiments non consolidés au fond de sédimentomètres. Des prescriptions d'utilisation de cette méthode sont à respecter : un rapport hauteur sur largeur supérieur à 5, sachant qu'aucun obstacle ne doit entraver l'ouverture et que le piège doit être maintenu par un système de lestage. De plus, le piège ne doit pas rester plus d'un mois sans enlèvement de l'échantillon. Cependant, il faut savoir que les courants de densité ne sont pas pris en compte et que des hypothèses sont stipulées pour prendre en compte le tassement local des sédiments.

e) Mesure de la turbidité

Grâce à l'étroite corrélation entre MES et turbidité, on peut utiliser les turbidimètres pour mesurer la réduction de la transparence d'un liquide (par l'émission et la réception d'un faisceau lumineux) pour la traduire en concentration de MES. Ces turbidimètres sont immergés dans la section mouillée et les mesures sont acquises de façon continue, sans perturbation de l'écoulement. Les inconvénients majeurs de ce type de mesure sont : la faible sensibilité vis-à-vis des sables, la consommation importante en électricité et l'accumulation d'algues sur les lentilles du turbidimètre.

3.3. La mesure du transport solide par le contrôle de l'envasement des retenues

Le flux d'eau entrant dans la retenue et chargé de matériaux solides subit un ralentissement causant d'abord un dépôt du charriage (matériaux lourds) dans la queue de retenue, et ensuite la formation d'un courant de densité de MES ou sédiments se formant dans les parties inférieures qui est bloqué par le barrage, d'où une décantation de ces sédiments allant du pied du barrage jusqu'à l'amont.

Par le biais des sondes à ultrasons, embarquées sur des navettes et dont la mise en œuvre est relativement simple, on procède à des relevés bathymétriques. La comparaison est établie entre deux relevés effectués selon la même méthode pour faciliter le calcul ultérieur de la différence de cote.

La précision des ultrasons sur les niveaux des atterrissements est de l'ordre du décimètre. Donc, par souci d'évaluation correcte, il est nécessaire de respecter des intervalles de temps assez grands pour que l'épaisseur de l'envasement soit de plusieurs décimètres. Un délai de cinq ans est conseillé.

Quant au choix des emplacements du relevé, il n'est pas nécessaire de balayer tout le fond de la retenue. On choisit, en général, les lieux privilégiés de sédimentation des matériaux : queue de retenue, pied amont du barrage, certaines zones de berges, emplacements pouvant être repérés lors d'une vidange complète. D'autre part, les opérations de vidange des retenues, appelées en France "transparences", qui consistent en des ouvertures de vannes de fond lors de crues déterminées, peuvent permettre le transit des matériaux sur les retenues moyennes et par suite être sujet à des prélèvements et mesures permettant la quantification du transport solide sur le bassin concerné.

4. Outils et méthodes de calcul du transport solide

4.1. Formulation du transport solide (Ts)

Toutes les formulations de Ts donnent un débit solide en volume apparent qui est fonction de combinaisons des paramètres suivants : pente, débit liquide, diamètre caractéristique des matériaux, densité du matériau et parfois de l'étendue granulométrique. Cependant, il faut savoir que les formules de calcul de capacité de transport ne concernent que les matériaux constituant le lit du cours d'eau, ce qui signifie que le washload (argiles, limons et sables fins différents des éléments constituant le fond et transportés en suspension) n'est pas estimé par ces calculs.

Le tableau suivant nous montre les formules les plus utilisées avec leur domaine sommaire d'application, sachant que les résultats de la mise en application de ces formules peuvent varier de l'ordre de 1 à 10 (*Rassi, 2004*)

Tableau V. 1. Domaine de validité de chacune des formules

Formule	Domaine de validité
Meunier	Torrents à forte pente
Sogreah-Lefort	Rivières torrentielles, charriage seul
Meyer-Peter et Muller	Lit à simple chenal, charriage seul
Rickenman	Domaine torrentiel, charriage seul
Smart et Jaeggi	Domaine torrentiel, charriage seul
Shen et Hung	Lit sableux, charriage seul
Darby et Thorne	Charriage seul
Einstein Brown	Total / Charriage seul
Engelund-Hansen	Rivières à granulométrie étroite charriage / suspension
Schmidt-Rouse	Suspension, concentration de référence
Van Rijn	Charriage / Suspension

4.2. Modèles

4.2.1. Modèles physiques

Ils représentent assez fidèlement les phénomènes à pentes moyenne et forte, donc sont les meilleurs outils de quantification du Ts pour les torrents. On utilise les lois de similitude vis-à-vis du bassin à étudier en termes de pente et de densité de matériaux pour le reproduire en laboratoire. De plus, il faut respecter des contraintes d'applications de cette méthode :

- Échelle comprise entre environ 1/30 et 1/80, emprise sur des tronçons de quelques km ;
- Respect des conditions aux limites en termes de débit liquide et d'apport extérieur de matériaux ;
- Pour les rivières de plaine, on procède à des distorsions dans les similitudes pour éviter les matériaux trop fins dans le modèle. Sogreah applique par exemple cette méthode dans ses laboratoires pour estimer le Ts sur des portions de la Durance et dans le torrent de Saint-Vincent des Pyrénées Orientales.

4.2.2. Modèles mathématiques

a) Modèles empiriques

A partir d'un certain nombre de paramètres, on ajuste une loi statistique qui relie le débit, les caractéristiques hydrauliques, les caractéristiques des particules, entre autres. Le défaut de cette méthode est la difficulté de son calage pour les grands bassins.

Exemples : Sediment Rating Curve, formule de Volikanov.

Il faut également mentionner que les chercheurs du Cemagref ont établis, pour une série de données d'érosion annuelles du BVRE de Draix (allant de 1985 à 1993), une certaine corrélation entre érosion et couvert végétal du bassin. De plus, ils ont remarqué que les valeurs d'érosion suivent une loi de Gumbel (double exponentielle).

b) Modèles conceptuels

Ils représentent des combinaisons de mécanismes, chacun représenté par un réservoir. Deux étapes sont généralement représentées : le détachement des particules et le transport à l'exutoire.

Exemples : modèle de Negev, modèle de Van Sickle et Bestha, MORDOR de l'EDF.

c) Modèles mécanistes ou déterministes

Dans ces modèles, les paramètres ont un sens physique. Le modèle (1D ou 2D) est basé sur les phénomènes de transfert d'énergie, de conservation de la masse. Ils peuvent fonctionner en dehors de leur plage de calage ou être événementiel, en fonction des crues.

Exemples : modèle de Colorado State University, modèle SHESED, ces deux derniers concernant le Ts en suspension et en charriage, sans oublier le modèle utilisé au bassin versant expérimental de Draix pour l'estimation du Ts dans un torrent.

Remarques

Des mesures fiables sont indispensables pour obtenir un bon modèle, ce qui n'est pas toujours le cas. Et même si les bibliographies montrent de bons résultats pour les petits bassins, il en va autrement lorsqu'on approche les grands bassins. D'autre part, l'existence d'une série de données sur une période assez longue est nécessaire pour le calage puis la validation du modèle. Or les campagnes de mesures du Ts sont longues et onéreuses et les débits solides sont rarement mesurés avec des pas de temps fin et encore moins sur de longues durées. A-t-on donc toujours une série de mesures suffisante ?

4.3. Apport des systèmes d'information géographique à l'estimation de MES

Le développement continu des Systèmes d'Information Géographiques (SIG) et des modules les accompagnants, qui servent comme bases de données et outils d'analyse, permet, par couplage avec des équations mathématiques, de résoudre des problèmes en discrétisant leur dimension spatiale et en stockant chaque variable dans une couche (Schultz et Engman, 2012).

Aux Etats-Unis, pour prédéterminer la quantité de sédiments d'un bassin versant qui sera mobilisée dans le réseau hydrographique, on procède d'abord à l'estimation de l'érosion due aux contraintes externes, puis au calcul de la quantité qui sera transportée dans les cours d'eau. (Sun et al., 2002; Otmane et al., 2019)

Pour cela, on a d'abord recours à un maillage de l'aire du bassin versant ce qui engendre plusieurs cellules ayant une certaine superficie. Ensuite, on estime l'érosion par des équations du type USLE (Universal Soil Loss Equation) ou RUSLE (Revised Universal Soil Loss Equation) de Renard et Freimund (1994) qui sont de la forme :

$$M = R K L S C P \quad (V. 1)$$

Avec :

M : est la moyenne annuelle de perte de sols par érosion en tonne/an/ha,

R : indice d'érosivité des pluies en m.tonne/ha/an,

K : le facteur d'érosivité du sol en m,

L : le coefficient de longueur de pente en m,

S : la pente en %,

C : le coefficient de cultures,

P : le coefficient du "soil conservation practice".

Chaque coefficient est stocké dans une couche, **M** est obtenu pour chaque raster en procédant par la multiplication des différentes couches. Enfin, on estime la portion acheminée dans les cours d'eau adjacents des sédiments produits par la formule

$$M_d = M. (1 - 0.97 D/L) \quad (V. 2)$$

Avec :

M_d : est la masse érodée mise en mouvement de chaque cellule vers le cours d'eau le plus proche en tonne/ha/an ;
 D : la distance de moindre énergie entre la cellule concernée et le cours d'eau le plus proche en m. Elle est fonction de la rugosité du sol, de la pente et de la distance latérale ;
 L : la distance maximale dont peut se déplacer un sédiment de masse M .

$$L = 5.1 + 1.79M \tag{V. 3}$$

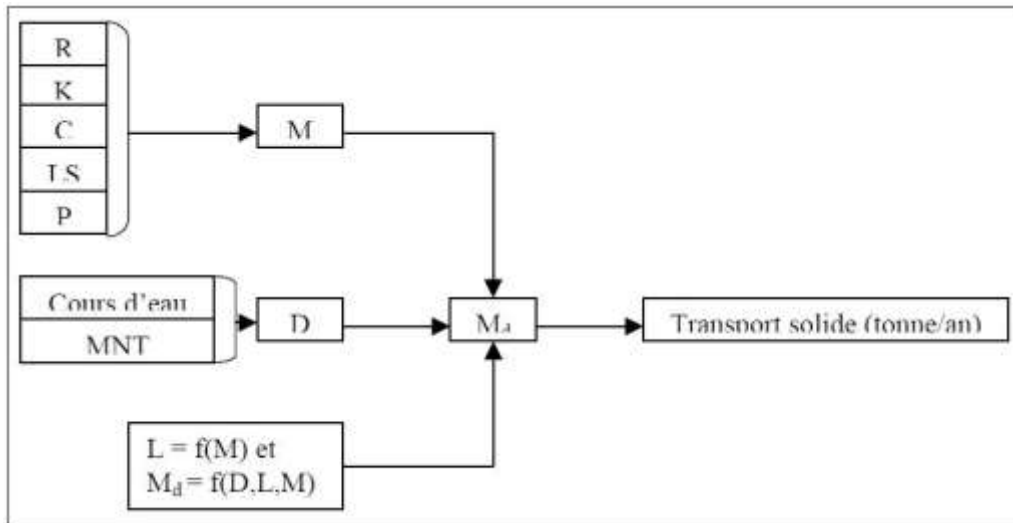


Figure V. 9. Couplage SIG et USLE d'après Sun et al., (2002)

Les données entrantes dans le SIG sont cruciales pour avoir de bons résultats de calcul. Les Modèles Numériques de Terrain (MNT) sont obtenus à partir des plans topographiques (courbes de niveaux, carte 1/10000, 1/5000,...). Les coefficients de la formule USLE peuvent être déterminés par télédétection : **R** par la bande radar, **K** par la bande spectrale, **C** et **P** par la photographie spectrale, **L** et **S** par les rayonnements Laser – sachant qu'ils peuvent être aussi obtenus dans les MNT dérivés des cartes et plans (Schultz et Engman, 2012).

L'intégration d'un SIG dans le contexte de production et transfert de sédiments est une étape logique et efficace dans la prédiction des phénomènes de transport solide. Le principal avantage de cette approche est sa simplicité. Par contre, elle n'a pas été conçue pour prédéterminer les transports solides à un pas de temps plus fin que l'année (Sun et al., 2002).

5. Calcul du débit solide en suspension

Le débit solide total sur l'ensemble de la section **S** s'obtient par intégration

$$Q_s = \int \int_S q_s = \int \int_S C * V * ds = \int \int_S C * V * dldp \tag{V. 4}$$

$$q_s = C * V * ds \tag{V. 5}$$

C : Concentration g/l ;

V : Vitesse m²/s ;

ds : Surface m² ;

Q_s : débit solide du cours d'eau par unité de largeur [kg/s].

La concentration moyenne dans la section est définie par le rapport : $C_m = Q_s/Q_L$,

Q_L : étant le débit liquide total sur la section **S** :

$$Q_L = \int \int_S V * ds \tag{V. 6}$$

5.1.Exemple d'application

Suite à une crue d'un cours d'eau, on a enregistré les valeurs des concentrations des sédiments dans le tableau suivant :

Date	Heure	C (g/l)	Q(M ³ /S)
09-janv-70	07:30	0.18	2,1
10-janv-70	07:30	0.21	1,97
11-janv-70	07:30	0.21	2,24

- Calculer le débit solide Q_s ?
- Calculer l'apport liquide total ?
- Calculer l'apport solide total ?

a) Le débit solide Q_s

Date	Heure	C (g/l)	Q(M ³ /S)	Q _s (Kg/S)
09-janv-70	07:30	0.18	2,1	0,378
10-janv-70	07:30	0.21	1,97	0,414
11-janv-70	07:30	0.21	2,24	0,47

b) L'apport liquide :

$$A_L = \sum_1^N (t_{i+1} - t_i) Q_i = 24 * 3600(2.1 + 1.97 + 2.24) = 545184m^3$$

c) L'apport solide :

$$A_S = \sum_1^N (t_{i+1} - t_i) Q_i C_i = 24 * 3600(2.1 * 0.18 + 1.97 * 0.21 + 2.24 * 0.21) = 109 \text{ ton}$$

6. Envasement des réservoirs de stockage des eaux superficielles

Les barrages d'Algérie ont subi de plein fouet le phénomène d'envasement, qui a déjà envahie 1,1 Milliards de m³ d'après le dernier rapport de l'UNESCO (*Remini et al., 2009*), avec un taux moyen annuel de 0,65% de la capacité totale, ce qui représente une durée de vie moyenne de 140ans. Mais avec l'augmentation de la demande dans tous les domaines (AEP, Agricultures, industrie), l'Algérie doit augmenter considérablement sa capacité de mobilisation, sauf qu'avec l'accélération du phénomène d'envasement, elle perd près de 45 Millions de m³ chaque année, soit l'équivalent d'un grand barrage chaque deux ans, ce qui représente une perte de près de 25 Millions de Dollars annuellement. Un volume de stockage perdu est difficilement remplaçable, surtout avec la difficulté de trouver des bons sites potentiels. L'envasement donc est la conséquence directe de l'érosion et la sédimentation, qui sont aussi la cause de la dégradation des sols agricoles ; 45% des sols agricoles du Nord Algérien sont directement menacés par l'érosion, soit 12 Millions d'hectares (*Chebbani et al., 1999*).

Le tableau suivant résume l'état d'envasement de quelques barrages Algériens d'après les données de l'ANBT(*Ammari, 2012*).

Tableau V. 2. Etat d'envasement de quelques barrages en Algérie (2004)

Barrage	Année de mise en service	Volume initial en (Hm ³)	Envasement moyen annuel en (Hm ³)	Perte de volume en (%)
Oued El Fodda	1932	228	2.31	71
Ghrib	1939	280	3.2	72
Ighil Emda	1953	155	1.33	42
Boughezoul	1934	55	0.66	81
Derdeur	1984	110	1.05	25
Taksebt	2001	175	0.27	-
Kaddara	1986	145.6	0.05	2.2
El Hamiz	1879	21	0.35	26
Bouroumi	1985	188	0.8	3.4
Meurad	1861	1.2	0.005	83.3
Boukerdane	1992	97	0.21	-

6.1. Définition de l'envasement des réservoirs

L'envasement est défini comme étant le dépôt de sédiments dans les retenues et barrages, réduisant ainsi leurs capacités de stockage. La construction d'un barrage change les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement et la capacité de transport des sédiments (*Chow, 1964*), transportée par l'écoulement, la matière solide tend à se déposer à l'approche des plans d'eau, car en réduisant sa vitesse, l'écoulement perd petit à petit sa capacité de transport quand le cour d'eau s'approche et se jette dans le lac du réservoir, les particules grossières se déposent en premier ensuite les plus fines jusqu'à atteindre la digue, n'ayant pas où s'échapper le dépôt se tasse et se consolide en réduisant ainsi la capacité de stockage du réservoir, sachant qu'en moyenne 90% des sédiments transportés par le cour d'eau sont piégés (*Chow, 1964*).

Les chiffres exposés ci-dessous, illustrent mieux l'ampleur du problème dans l'Algérie. La réduction des potentialités hydrauliques de l'Algérie par suite de l'envasement est estimée annuellement à près de 20 millions de m³. Le tableau V 2 montre l'état d'envasement des barrages algériens en exploitation.

6.2. Facteurs induisant l'envasement des barrages

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

6.2.1. Erosion des sols

L'érosion des sols est l'enlèvement des particules solides de ces sols par le fait de la précipitation. Ce phénomène est le premier processus conduisant vers l'envasement des retenues.

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

6.2.2. Transports solides

Ce phénomène est le principal élément moteur après l'érosion, conduisant au processus d'envasement des barrages. Ce processus fait le lien entre les sols du bassin versant et la retenue

du barrage. Il est défini par un écoulement biphasique caractérisé d'une phase liquide (eau) et d'un autre solide (granulats, sol).

6.2.3. Sédimentation et envasement :

C'est l'étape finale de l'envasement des retenues. A l'état naturel les oueds transportent progressivement des quantités importantes de sédiments, soit par charriage soit par suspension. Les eaux chargées de matériaux fins forment un courant de densité qui s'écoule sur le long de la retenue et transportent ainsi la vase jusqu'au pied du barrage. Dans ce trajet, les sédiments se déposent, des plus grandes particules aux plus petites, de l'amont vers l'aval de la retenue (Fig. V 10). Les différents mécanismes de l'envasement dépendent du type de retenues (morphologie) et les conditions de sédimentation existant à l'amont de la retenue (érosion et transport solide).

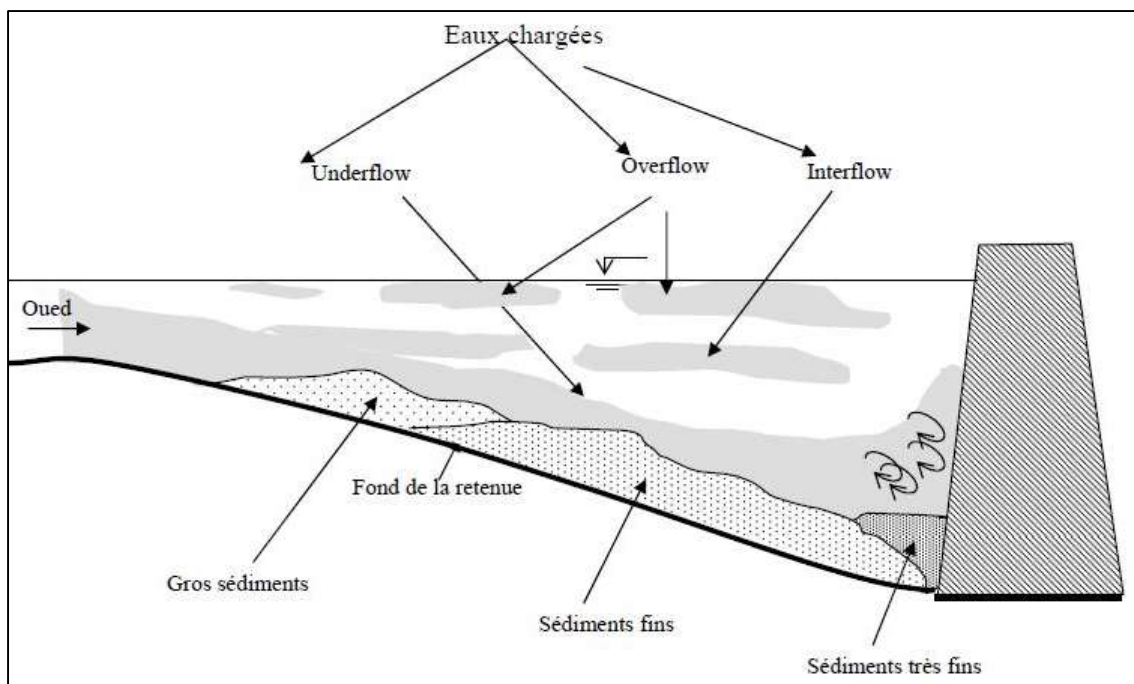


Figure V. 10. Mode d'envasement

6.3. Des erreurs conduisent à l'envasement des barrages

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

- a) Mauvaise évaluation du problème de l'envasement avant la construction du barrage, pouvant être le résultat de plusieurs facteurs, tels que :
 - L'utilisation de modèles empiriques statistiques ou établis dans des conditions différentes de celles du site étudié ;
 - Le manque d'élaboration de modèles de prévision : ces modèles exigent de longues séries de données (météorologiques, hydrométriques...), alors que la qualité des prévisions qu'on en tire est très fortement influencée par la réponse systématique historique ;
 - Exploitation de fausses données, résultats des fausses mesures : durant les périodes des crues les prélèvements des échantillons pour déterminer la concentration se font dans des endroits non représentatifs de la section d'écoulement.

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

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

6.4. Objectifs de la quantification de l'envasement des retenues de barrage,

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

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

6.5. Les facteurs conditionnels de l'engravement des réservoirs

Il est nécessaire de caractériser un réservoir par sa capacité (spécifique) en m^3/km^2 du bassin versant. Les apports solides venant de l'amont sont fonction essentiellement :

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

Une partie du débit solide Q_s du cours d'eau est évacuée à l'aval du barrage, soit du fait de l'exploitation normale soit par manœuvres de chasse. Le réservoir se dévasera d'autant plus rapidement qu'ils comporteront de plus grandes vannes au niveau du fond du lit naturel. Une retenue de faible longueur et de forte pente, engravée de matériaux peu cohérents et de granulométrie moyenne, sera évidemment plus facilement débarrassée de ses dépôts qu'une cuvette plate encombrée de vase consolidés sous de grandes hauteurs d'eau.

6.6. Techniques de dévasement

Les dépôts sédimentaires qui se trouvent dans les réservoirs peuvent être retirés, soit en recourant à une énergie externe comme dans le cas d'une excavation mécanique de dragage, soit en tirant avantage du potentiel disponible de l'eau arrêtée ou en écoulement, par le moyen de purges ou de vidanges.

Généralement, deux types d'exploitation sédimentologique d'un réservoir peuvent être distingués :

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

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

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

Les techniques de purge par les organes de vidange permettent la régulation des sédiments d'un réservoir. L'enlèvement des dépôts par l'ouverture de la vanne inférieure d'un barrage est une méthode pratiquée dans le monde entier avec un succès très variable. L'efficacité de la chasse dépend en grande partie du niveau d'eau au moment de l'opération. Pour ne pas abaisser le niveau d'eau au moment de la chasse, elle est effectuée en charge et son effet est limité à une zone proche de l'entrée de la vidange de fond. Une fois la vanne ouverte, une dépression en entonnoir se développe rapidement autour de l'entrée de la vidange de fond. Aussitôt que les pentes du cratère atteignent l'angle de talus naturel des sédiments, la capacité d'extraction des sédiments devient nulle.

Une méthode simple pour estimer l'efficacité d'une chasse est présentée par *Scheuerlein, (1992)*. Elle est basée sur une analyse unidimensionnelle pour un réservoir en forme simplifiée de prisme. L'analyse permet de trouver le niveau d'eau optimal dans le réservoir pour une vidange efficace en fonction d'une vitesse critique de mise en mouvement des sédiments de granulométrie spécifiée.

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

Appréciation de la qualité des eaux de surface

1. Introduction

En Algérie, l'eau est une ressource rare, fragile et inégalement répartie sur le territoire. La demande en eau est continuellement en augmentation et l'utilisation des eaux de surface s'avère une nécessité incontournable.

Au cours du trajet de l'eau entre la pluie et les cours d'eau, diverses réactions se produisent entre la phase aqueuse, la phase gazeuse et solide, minérale et organique. Les interactions qui en résultent et l'action anthropique influencent ainsi la composition chimique de la phase aqueuse. Cette dernière est également influencée par des phénomènes de concentration en certains éléments chimiques suite à l'évaporation intense au niveau des plans d'eau libre et en particulier les cuvettes des barrages. En Algérie comme dans la plupart des pays en voie de développement ou industrialisés, la dégradation de la qualité de l'eau aussi bien de surface que souterraine est de plus en plus préoccupante. A l'échelle d'un bassin versant, les processus de transfert et les interactions entre l'eau et les différents systèmes (géologique, pédologique, climatique, anthropique, ...) sont très divers et très complexes (*Otmane et al., 2023*).

2. Pollution des eaux de surface

En dehors de toutes mesures de protection de l'environnement, cette ressource en eau de surface se trouve exposée à des risques potentiels d'altérations chroniques ou épisodiques (*Belhadj et al., 2011*). Celle-ci est en partie due aux rejets urbains des agglomérations et les zones rurales éparses, l'industrie galopante agroalimentaire, les huileries ainsi que les centres thermothérapeutiques. Ces derniers déversent continuellement leurs eaux usées dans les Oueds sans aucune épuration préalable. Cette situation s'est amplifiée par l'accroissement démographique et l'utilisation abusive des fertilisants et des pesticides de l'activité agricole de la région.

Le degré actuel de pollution de ces eaux de surface justifie la prise de mesures pour prévenir tout accroissement de la contamination et d'avitissement de cette ressource. En effet, la gestion efficace des ressources en eau superficielle suppose une démarche globalisante allant du développement social et économique à la protection des écosystèmes et devant prendre en compte les questions liées à la Terre et à l'eau à l'échelle des bassins hydrologiques et les facteurs qui influencent la qualité de celle-ci.

2.1. Origine de la pollution

Suivant l'origine des substances polluants, on distinguera (*Gaujoux and Lair, 1995*) :

a) La pollution domestique

Provenant des habitations, elle est en général véhiculée par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration.

La pollution domestique se caractérise par :

- Des germes fécaux ;
- Des fortes teneurs en matières organiques ;
- Des sels minéraux (azote, phosphore) ;
- Des détergents.

En sortie de station d'épuration, on retrouve les mêmes éléments en quantités moindres (50 à 90% extraits) mais concentrés en un point de rejet.

b) La pollution industrielle

Provenant des usines, elle est caractérisée par une grande diversité, suivant l'utilisation de l'eau (process) ; tous les produits ou sous-produits de l'activité humaine se retrouvent ainsi dans l'eau, qui est un bon solvant :

- Matières organiques et graisses (industries agro-alimentaires, équarrissages...);
- Hydrocarbures (raffineries);
- Métaux (traitement de surface, métallurgie);
- Acides, bases, produits chimiques divers (industries chimiques, tanneries...);
- Eau chaude (circuits de refroidissement des centrales thermiques);
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

c) La pollution agricole

Provenant des fermes ou des cultures, elle se caractérise par :

- De fortes teneurs en sels minéraux (azote, phosphore, potassium) provenant : des engrais et des purins lisiers (élevage);
- La présence de produits chimiques de traitement (pesticides, herbicides...).

d) Phénomènes naturels

Certains auteurs considèrent que divers phénomènes naturels sont aussi à l'origine de la pollution (par exemple, une irruption volcanique, un épanchement sous-marin d'hydrocarbures, le contact avec des filons géologiques (métaux, arsenic), une source thermo minérale...).

2.2. Conséquences de la pollution

Les conséquences d'une pollution peuvent être classées comme suite (*Gaujoux and Lair, 1995*).

a) Conséquences sanitaires

C'est-à-dire qui ont trait à la santé d'une population humaine. Les conséquences sanitaires sont donc celles à prendre en compte en priorité. Elles peuvent être liées à l'ingestion d'eau, de poissons, mais aussi au simple contact avec le milieu aquatique (cas de nombreux parasites).

A noter qu'il ne s'agit pas toujours de problèmes de toxicité immédiats, les conséquences sanitaires pouvant intervenir au travers de phénomènes complexes.

La conséquence sanitaire d'une pollution est variable dans le temps en fonction de l'usage de l'eau : par exemple, la pollution d'une nappe non exploitée n'a aucune conséquence sanitaire immédiate, mais peut en avoir longtemps après si on utilise cette eau pour l'alimentation en eau potable.

b) Conséquences écologiques

C'est-à-dire qui ont trait à la dégradation du milieu biologique. Les conséquences écologiques se mesurent en comparant l'état du milieu pollué par rapport à ce qu'il aurait été sans pollution.

Ceci n'a rien d'évident, la pollution se traduisant parfois uniquement par l'accumulation d'un phénomène naturel. D'une manière générale, les conséquences écologiques sont à considérer au travers de la réduction des potentialités d'exploitation du milieu (pêche, aquaculture, tourisme, promenade...), à court et long termes. Dans certains cas, la conservation du milieu à l'état naturel peut être aussi choisie comme un objectif en soi (notion de réserve).

c) Conséquences esthétiques

Cette troisième catégorie de conséquences peut être la plus subjective, n'en est pas moins importante. Il s'agit de pollution n'ayant pas de conséquences sanitaires ou écologiques importantes, mais perturbant l'image d'un milieu (par exemple des bouteilles plastiques ou du goudron rejeté sur une plage).

On peut inclure, dans cette catégorie, les problèmes de goût de l'eau (le chlore en AEP). Les conséquences esthétiques sont, par définition, les plus perceptibles, et c'est donc celles dont les

riverains et le grand public auront, en premier, conscience. On peut également distinguer deux autres conséquences liées à l'utilisation de l'eau comme produit :

- Conséquences industrielles

L'industrie est un grand consommateur d'eau : il faut par exemple 1 m³ d'eau pour produire 1 kg d'aluminium. La qualité requise pour les utilisations industrielles est souvent très élevée, tant sur le plan chimique (minéralisation, corrosion, entartrage), que biologique (problème de biofouling, c'est-à-dire d'encrassement des canalisations par des organismes).

Le développement industriel peut donc être stoppé par la pollution (c'est une des raisons pour laquelle la préoccupation pollution est apparue d'abord dans les pays industrialisés).

- Conséquences agricoles

L'eau est, dans certaines régions, largement utilisée pour l'arrosage ou l'irrigation, souvent sous forme brute (non traitée). La texture du sol (complexe argilo humique), sa flore bactérienne, les cultures et le bétail, sont sensibles à la qualité de l'eau. De même, les boues issues du traitement des eaux usées pourront, si elles contiennent des toxiques (métaux lourds) être à l'origine de la pollution des sols.

3. Appréciation de la qualité des eaux de surface

Afin, d'apprécier la qualité des eaux de surface, une grille a été établie par le Décret exécutif n° 11-125 du 17 Rabie Ethani 1432 correspondant au 22 mars 2011 (*Journal officiel, mars 2011*). Cette grille est un outil national ayant pour objectif de normaliser et d'unifier l'appréciation de la qualité de l'eau (Tableaux VI 1 et VI 2).

Tableau VI. 1. Paramètres retenus dans la grille générale de la qualité de l'eau (2011)

Paramètres chimiques					
Paramètres	Unités	Valeurs limités	Paramètres	Unités	Valeurs limités
Aluminium	mg/l	0.2	Mercure	µg/l	6
Ammonium	mg/l	0.5	Nickel	µg/l	70
Baryum	mg/l	0.7	Plomb	µg/l	10
Bore	mg/l	1	Sélénium	µg/l	10
Fer total	mg/l	0.3	Zinc	mg/l	5
Fluorures	mg/l	1.5	Hydrocarbures	µg/l	0.2
Manganèse	µg/l	50	Phénols	µg/l	0.5
Nitrates	mg/l	50	Benzène	µg/l	10
Nitrites	mg/l	0.2	Toluène	µg/l	700
Oxydabilité	mg/l O2	5	Ethylbenzène	µg/l	300
Phosphore	mg/l	5	Xylènes	µg/l	500
Acrylamide	µg/l	0.5	Styrène	µg/l	100
Antimoine	µg/l	20	Epychlorehydrine	µg/l	0.4
Argent	µg/l	100	Microcystine LR	µg/l	0.1
Arsenic	µg/l	10	Pesticides (Totaux)	µg/l	0.5
Cadmium	µg/l	3	Bromates	µg/l	10
Chrome total	µg/l	50	Chlore	mg/l	5
Cuivre	mg/l	2	Chlorite	mg/l	0.07
Cyanure	µg/l	70	Paramètres radionucléides		
Paramètres microbiologiques			Particules alpha	Picocurie/l	15
Escherichia Coli	n/100ml	0	Particules bêta	Millirems/an	4
Entérocoques	n/100ml	0	Tritium	Bequerel/l	100
Bactéries sulfitoréductrices y compris les spores	n/20ml	0	Uranium	µg/l	15
			Dose totale indicative (DTI)	(mSv/an)	0.1

Tableau VI. 2. Paramètres avec valeurs indicatives d'après le journal officiel (Mars, 2011)

Groupe de paramètres	Paramètres	Unités	Valeurs indicatives
Paramètres organoleptiques	Couleur	mg/l Platine	15
	Turbidité	NTU	5
	Odeur à 12°C	Taux dilution	4
	Saveur à 25°C	Taux dilution	4
Paramètres physico-chimiques en relation avec la structure naturelle des eaux	Alcalinité	mg/l en CaCO3	500
	Calcium	mg/l en CaCO3	200
	Chlorures	mg/l	500
	Concentration en ions hydrogène	Unité Ph	6.5 < Ph < 9
	Conductivité à 20°C	µS/cm	2800
	Dureté	mg/l en CaCO3	200
	Potassium	mg/l	12
	Résidu sec	mg/l	1500
	Sodium	mg/l	200
	Sulfates	mg/l	400
Température	°C	25	

3.1. Les principaux paramètres influençant la qualité des eaux de surface

L'eau dissout la plupart des minéraux. La dissolution est rendue possible par la structure moléculaire de l'eau et surtout par l'acidité aquatique définie par le potentiel hydrogène (pH) du milieu. Les gaz et les substances minérales agissent sur cette acidité (Laala, 2017; Baird et Cann, 2016).

Le pH de l'eau : l'eau renferme des ions H^+ et OH^- libres. Le taux de concentration en ions H^+ est le potentiel hydrogène (en abrégé pH) du milieu. On l'exprime par le cologarithme de la concentration en ions H^+ . Il est de 7 dans l'eau pure à 25°C, valeur qui définit la neutralité d'une solution. Au dessous le milieu est acide, au-dessus il est basique. Les sels d'aluminium et de fer accroissent l'acidité tandis que les carbonates la diminuent. Dans la nature, le pH de l'eau compris entre 5 et 9. Le pH s'évalue avec un pH-mètre.

Les changements de température modifient les rapports en CO_2 , bicarbonates, carbonates et donc le pH. Ainsi, la stagnation de l'eau favorise la croissance des algues et autres microorganismes dont l'activité change le pH.

Le gaz dissous : l'eau dissout, par contact, tous les gaz, d'autant mieux que sa température est plus basse. Elle les prend d'abord à l'atmosphère : l'oxygène qui est mieux absorbé que l'azote et qui est indispensable à la vie aérobie. Les teneurs maximums sont de 10 mg/l à 10°C et de 14 mg/l à 0°C. La teneur augmente avec la turbulence du liquide qui favorise les échanges air-eau. Quand l'oxygène disparaît, la vie anaérobie dégage de l'hydrogène sulfuré (Laala, 2017; Baird and Cann, 2016). L'eau dissout l'anhydride carbonique (CO_2) qui constitue avec elle l'acide carbonique (CO_3H_2) qui attaque les carbonates en les transformant en bicarbonates solubles. En principe ce sont les eaux des pays froids qui sont les plus agressives, car le gaz carbonique se dissout d'autant mieux que le liquide est plus froid. D'autres acides et des bactéries attaquent aussi les minéraux.

Une concentration importante en matières en suspension, tout au moins pour les eaux courantes. Ces matières en suspension sont très diverses, allant des particules colloïdales aux éléments figurés entraînés par les rivières en cas d'augmentation importante de débit. Dans le cas des eaux de barrage, le temps de séjour provoque une décantation naturelle des éléments les plus grossiers : la turbidité résiduelle est alors faible et colloïdale (Guergazi et al., 2006).

La présence de matières organiques d'origine naturelle provenant du métabolisme, puis de la décomposition post mortem des organismes végétaux ou animaux vivant à la surface du bassin versant ou dans la rivière.

La présence de plancton : les eaux de surface sont parfois le siège d'un développement important de phytoplancton (algues...) et de zooplancton, surtout dans le cas d'eutrophisation. Certains de ces organismes peuvent sécréter des produits sapides et odorants ou des toxines.

Des variations journalières (différence de température, d'ensoleillement) ou saisonnières : variations climatiques (température, précipitations, fonte des neiges), de végétation (chute des feuilles). Elles peuvent être aléatoires pluies soudaines, orages, pollution accidentelle.

Dans les retenues d'eau de surface, la qualité de l'eau varie de la surface jusqu'au fond de la retenue (température, pH, O_2 , Fe, Mn, oxydabilité, plancton). Le profil de ces paramètres varie lui-même en fonction des périodes de stratification ou de circulation des couches d'eau suivant les saisons.

4. Evaluation systématique de l'état des eaux de surface en Algérie

L'évaluation de l'état des eaux de surface est prise en charge par l'Agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH). L'institution d'un inventaire du degré de pollution des eaux superficielles est exigée par le décret n° 93-163 du 10 juillet 1993. Mais en réalité, cette agence a pour vocation principale l'analyse des eaux de barrage. L'évaluation de la qualité des eaux de surface naturelles est rarement pratiquée par l'ANRH. De plus, elle est basée sur des paramètres spécifiques à la pollution organique (tableau VI 3).

Tableau VI. 3. Grille de classification de la qualité des eaux de surface en Algérie (Belhaouari et al., 2017).

Unités (mg/l)	Bonne	Moyenne	Pollué	Excessivement Pollué
DBO5	<5	5 – 10	10 – 15	> 15
DCO	<20	20 – 40	40 – 50	>50
NH₄⁺	≤0.01	0.01 – 0.1	0.1 - 3	>3
NO₂⁻	≤0.01	0.01 – 0.1	0.1 – 3	>3
NO₃⁻	≤10	10 – 20	20 – 40	>40
PO₄⁻³	≤0.01	0.01 – 0.1	0.1 - 3	>3

Références bibliographiques

Références

- Alonso, E., Poulain, D., Bernede, T., 1994. Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, in: Journées Nationales d'étude, Petits Barrages, Bordeaux, 2-3 Février 1993. Cemagref Editions, p. p-239.
- Ammari, A., 2012. Vulnérabilité à l'Envasement des Barrages (cas du bassin Hydrographique des Côtiers Algérois).
- Arnaud, P., Lavabre, J., 2000. La modélisation stochastique des pluies horaires et leur transformation en débits pour la prédétermination des crues. Rev. Sci. EauJournal Water Sci. 13, 441–462.
- Arnold, J.G., Fohrer, N., 2005. SWAT2000: current capabilities and research opportunities in applied watershed modelling. Hydrol. Process. Int. J. 19, 563–572.
- Arnold, J.G., Srinivasan, R., Muttiah, R.S., Williams, J.R., 1998. Large area hydrologic modeling and assessment part I: model development 1. JAWRA J. Am. Water Resour. Assoc. 34, 73–89.
- Baird, C., Cann, M., 2016. Chimie de l'environnement. De Boeck supérieur.
- Baloul, D., 2012. Développement, interprétation et évaluation de la précision de la relation entre la concentration des sédiments en suspension et le débit liquide Etude de cas: sous bassin versant de l'Oued Tafna et d'Oued Isser.
- Belbachir, K., Montel, B., Chervier, L., 1973. Comportement des masques d'étanchéité en béton bitumineux des barrages du Secrétariat d'état à l'hydraulique Algérien., in: Onzième congrès international des grands barrages..
- Belhadj, M., Boudoukha, A., Mezedjri, L., 2011. Qualité des eaux de surface et leur impact sur l'environnement dans la wilaya de Skikda (Nord-est de l'Algérie). Contamination naturelle par le mercure. Eur. J. Sci. Res. 56, 204–211.
- Belhaouari, B., Achour, T., Mebarki, D., Branine, A., 2017. Utilisation des Macro invertébrés benthiques et des Macrophytes pour évaluer la dégradation de la qualité de l'eau de l'Oued CHELEF (ALGERIE). Rev. Bio Ressour. 7, 8–8.
- Benabdesselam, T., Hammar, Y., 2009. Estimation de la réponse hydrologique d'un bassin versant urbanisé. Eur. J. Sci. Res. 29, 334–348.
- Benito, G., Thorndycraft, V.R., 2006. Palaeoflood hydrology: insight into rare events and extreme flood discharges. Houille Blanche 91–96.
- Benmia, K., 2012. Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations. Cas de la ville de GHAZAOUET (PhD Thesis).
- Bister, D., 1992. Sécurité de fonctionnement des évacuateurs de surface vannés. Houille Blanche 183–184.
- Bouanani, A., Baba-Hamed, K., Fandi, W., 2013. Production et transport des sédiments en suspension dans l'oued Sikkak (Tafna–nord-ouest Algérie). Rev. Sci. L'eauJournal Water Sci. 26, 119–132.
- Boutchiche, I., Chenouf, M.A., 2019. Conceptualisation et conception d'un système de petit barrage en remblais (PhD Thesis).
- Buchs, A., others, 2016. La pénurie en eau est-elle inéluctable? Une approche institutionnaliste de l'évolution du mode d'usage de l'eau en Espagne et au Maroc.
- Calianno, M., Reynard, E., Milano, M., Buchs, A., 2017. Quantifier les usages de l'eau: une clarification terminologique et conceptuelle pour lever les confusions. Vertigo- Rev. Électronique En Sci. Environ. 17.
- Carter, F.R.B.R., Godfrey, R., 1960. 84 Nature October.
- Cernesson, F., 1993. Modèle simple de prédétermination des crues de fréquences courante à rare sur de petits bassins versants méditerranéens (PhD Thesis). Montpellier 2.

- CFGB, C.F. des G.B., 1994. *Les crues de projet des barrages: Méthode du gradex*, 18^{ème} congrès du Comité International des grands barrages. Durb. Afr. Sud.
- Chauchat, J., 2007. *Contribution à la modélisation diphasique du transport sédimentaire en milieux côtiers et estuariens (PhD Thesis)*. Université de Caen.
- Chebbah, L., 2020. *L'utilisation du béton bitumineux dans les travaux hydrauliques: Etanchéité des barrages en remblai (PhD Thesis)*. Université Mohamed Khider–Biskra.
- Chebbani, R., Djilli, K., Roose, E., 1999. *Étude à différentes échelles des risques d'érosion dans le bassin versant de l'Isser*. Bull. ORSTOM Réseau Eros. 19, 85–95.
- Chow, V.T., 1964. *Handbook of applied hydrology: a compendium of water-resources technology*.
- Collet, L., Ruelland, D., Estupina, V.B., Dezetter, A., Servat, E., 2015. *Water supply sustainability and adaptation strategies under anthropogenic and climatic changes of a meso-scale Mediterranean catchment*. Sci. Total Environ. 536, 589–602.
- Cullum, R., 2009. *Macropore flow estimations under no-till and till systems*. Catena 78, 87–91.
- Dalrymple, T., 1960. *Flood-frequency analyses, manual of hydrology: Part 3*. USGPO.
- Deluzarche, R., 2004. *Modélisation discrète des enrochements: Application aux barrages (PhD Thesis)*. Ecully, Ecole centrale de Lyon.
- Diskin, M., 1967. *On the solution of the Muskingum flood routing equation*. J. Hydrol. 5, 286–289.
- Djemili, L., 2006. *Critères de choix de projet des barrages en terre: étanchéité par le masque en béton bitumineux (PhD Thesis)*. Université de Batna 1-Hadj Lakhder.
- Djrboua, A., 2001. *Prédétermination des pluies et crues extrêmes (PhD Thesis)*. Université de Nice.
- Dooge, J., 1973. *Linear theory of hydrologic systems*. Agricultural Research Service, US Department of Agriculture.
- Doorenbos, J., Kassam, A., 1979. *Yield response to water*. Irrig. Drain. Pap. 257.
- Downing, R.A., Williams, B.P.J., 1969. *Groundwater hydrology of the Lincolnshire limestone: with special reference to the ground-water resources*. Water Resources Board.
- Duband, D., Michel, C., Garros, H., Astier, J., 1988. *Évaluation des crues extrêmes et de la crue de projet par la méthode du Gradex*. 16^e Congrès CIGB Com. Int. Gd. Barrages San Franc. 1009–1047.
- Dumas, A., 2006. *Méthode de maximisation: estimation des crues maximales probables (CMP)*. Houille Blanche 5, 74.
- Eliasson, J., 1997. *A statistical model for extreme precipitation*. Water Resour. Res. 33, 449–455.
- Estorge, J., Laborde, J., Zumstein, J., 1980. *Mise en évidence des relations entre le gradex des pluies journalières et les gradex des pluies de durées inférieures à 24h en Lorraine*. Météorologie Sér. VI 20–21 139–149.
- Fabre, G., 1983. *Introduction à l'économie générale de l'eau*. A. Erhard, Cassegrain et Jean Margat, Masson, 1983. Karstologia 2, 69–69.
- Falkenmark, M., Finlayson, M., Gordon, L.J., Bennett, E.M., Chiuta, T.M., Coates, D., Ghosh, N., Gopalakrishnan, M., de Groot, R.S., Jacks, G., others, 2007. *Agriculture, water, and ecosystems: avoiding the costs of going too far*.
- Fuhrer, J., Jasper, K., others, 2012. *Demand and supply of water for agriculture: influence of topography and climate in pre-alpine, mesoscale catchments*. Nat. Resour. 3, 145.
- Garçon, R., 1993. *The gradex method: for a statistically robust evaluation of extreme values floods based on local characteristics*. Stoch. Stat. Methods Hydrol. Environ. Eng. Waterloo Can.

- Garry, G., Ballais, J.-L., Masson, M., 2002. *La place de l'hydrogéomorphologie dans les études d'inondation en France méditerranéenne. Géomorphologie Relief Process. Environ.* 8, 5–16.
- Gaujoux, D., Lair, N., 1995. *La pollution des milieux aquatiques: aide-memoire. Annee Biol.* 34, 106.
- Gaume, E., 2003. *Éléments d'analyse sur les crues éclair. (PhD Thesis). Université du Québec, Institut national de la recherche scientifique.*
- Gill, M.A., 1978. *Flood routing by the Muskingum method. J. Hydrol.* 36, 353–363.
- Gleick, P.H., 1993. *Water and conflict: Fresh water resources and international security. Int. Secur.* 18, 79–112.
- Goblot, H., 1967. *Sur quelques barrages anciens et la genèse des barrages-voûtes. Rev. Hist. Sci. Leurs Appl.* 20, 109–140.
- Graf, W.H., Altinakar, M.S., 2000. *Hydraulique fluviale: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. PPUR presses polytechniques.*
- Guergazi, S., Harrat, N., Achour, S., 2006. *Paramètres organiques et potentiels de formation du chloroforme d'eaux de surface de l'Est Algérien.*
- Guillot, P., Duband, D., 1967. *La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies, in: Colloque International Sur Les Crues et Leur Évaluation, Leningrad. pp. 15–22.*
- Guo, X., 2020. *Etude probabiliste de la stabilité d'un barrage en remblais. Prise en compte des données in-situ (PhD Thesis). Université Grenoble Alpes [2020-....].*
- Hamdi, A., others, 2020. *Contribution à l'étude numérique de la stabilité des barrages en remblai (PhD Thesis). Université M'sila.*
- Hargreaves, G.H., 1975. *Moisture availability and crop production. Trans. ASAE* 18, 980–0984.
- Heragmi, A., 2009. *Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage El-Agrem Jijel (PhD Thesis). Université de Annaba-Badji Mokhtar.*
- Hingray, B., Picouet, C., Musy, A., 2009. *Hydrologie: Une science pour l'ingénieur. PPUR presses polytechniques.*
- Hjulstrom, F., 1955. *Transportation of detritus by moving water.*
- Hoekstra, A.Y., Chapagain, A.K., 2011. *Globalization of water: Sharing the planet's freshwater resources. John Wiley & Sons.*
- Houichi, L., 2007. *Ouvrages d'évacuation (PhD Thesis). Université de Batna 2.*
- Javelle, P., 2001. *Caractérisation du régime des crues: le modèle débit-durée-fréquence convergent; approche locale et régionale (PhD Thesis). Grenoble INPG.*
- Kazi Tani, H., Gherissi, R., Zegnoui, A., Otmane, A., Terfous, A., 2020. *Relations entre les débits liquides et les flux de matières en suspension dans la haute Tafna: cas de la partie amont du sous-bassin versant de l'oued Sebdou (Nord-Ouest algérien). Tech. Sci. Méthodes* 79–89. <https://doi.org/10.36904/tsm/202007079>
- Kherbache, K., 2008. *Élaboration d'un code de calcul régissant les écoulements sur les coursiers d'évacuateurs de crues (PhD Thesis). Ecole Nationale Polytechnique.*
- Kieffer Weisse, A., 1998. *Étude des précipitations exceptionnelles de pas de temps court en relief accidenté (Alpes françaises): méthode de cartographie des précipitations extrêmes: relations avec le contexte topographique: utilisation de l'information au pas de temps de la journée (PhD Thesis). Grenoble INPG.*
- Laala, A., 2017. *Analyse et protection de l'environnement.*
- Laborde, J.P., 2007. *Éléments d'hydrologie de surface. Ecole Polytechnique de l'université de Nice - Sophia Antipolis.*
- Lang, M., 1995. *Les chroniques en hydrologie. Modélisation comparée par un système de gestion de bases de données relationnel et orienté-objet. Traitements de base et*

- intervalles de confiance des quantiles de crues. *Techniques d'échantillonnage par la méthode du renouvellement (PhD Thesis)*. Grenoble I.
- Lang, M., Cœur, D., Lallement, C., Naulet, R., 1998. *Valorisation de l'information historique pour la prédétermination du risque d'inondation: application au bassin du Guiers*. Ingénieries-EAT p-3.
- Lang, M., Lavabre, J., 2007a. *Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations*. Editions Quae.
- Lang, M., Lavabre, J., 2007b. *Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations*. Editions Quae.
- Lavabre, J., Fouchier, C., Folton, N., Gregoris, Y., 2003. *SHYREG: une méthode pour l'estimation régionale des débits de crue. Application aux régions méditerranéennes françaises*. Ingénieries 97–111.
- Maidment, D., 1992. *Grid-based Computation of Runoff: A Preliminary Assessment*, Hydrologic Engineering Center. US Army Corps Eng. Davis CA Contract DACW05-92-P-1983.
- Maidment, D.R., 1992. *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hil. Inc N. Y. NY.
- Margoum, M., 1992. *Estimation des crues rares et extrêmes: le modèle AGREGEE. Conception et premières validations (PhD Thesis)*. Paris, ENMP.
- Margoum, M., Oberlin, G., Lang, M., Weingartner, R., 1994. *Estimation des crues rares et extrêmes: principes du modèle AGREGEE*. Hydrol. Cont. 9, 85–100.
- Massiéra, M., Vautour, J., Coulibaly, Y., Hammamji, Y., Szostak-Chrzanowski, A., 2006. *Comportement des barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment fondés sur des alluvions granulaires*, in: *The Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Calgary, Alberta, Canada, GC27-1-GC. pp. 27–10.
- Mazari, A., others, 2018. *Dimensionnement d'un évacuateur de crue cas du barrage souk Tleta sur Oued BOUGDOURA (PhD Thesis)*. Université Mouloud Mammeri TiziOuzou.
- McCarthy, G., 1938. *The unit hydrograph and flood routing*, Conference of North Atlantic Division. US Army Corps Eng. New Lond. CT US Eng.
- Megnounif, A., Terfous, A., Ghenaim, A., Poulet, J.-B., 2007. *Key processes influencing erosion and sediment transport in a semi-arid Mediterranean area: the Upper Tafna catchment, Algeria/Processus clefs influençant l'érosion et le transport des sédiments dans une région semi-aride Méditerranéenne: le bassin versant de la Haute Tafna, Algérie*. Hydrol. Sci. Journal Journal Sci. Hydrol. 52, 1271–1284.
- Megnounif, A., Terfous, A., Ouillon, S., 2013. *A graphical method to study suspended sediment dynamics during flood events in the Wadi Sebdou, NW Algeria (1973–2004)*. J. Hydrol. 497, 24–36.
- Michel, C., 1983. *Que peut-on faire en hydrologie avec modèle conceptuel à un seul paramètre?* Houille Blanche 39–44.
- Milano, M., Ruelland, D., Dezetter, A., Fabre, J., Ardoin-Bardin, S., Servat, E., 2013. *Modeling the current and future capacity of water resources to meet water demands in the Ebro basin*. J. Hydrol. 500, 114–126.
- Musy, A., Higy, C., 2004. *Hydrologie: Une science de la nature*. PPUR presses polytechniques.
- Musy, A., Laglaine, V., 1992. *Hydrologie générale, cours photocopié EPFL*.
- Naulet, R., Lang, M., Ouarda, T.B., Cœur, D., Bobée, B., Recking, A., Moussay, D., 2005. *Flood frequency analysis on the Ardèche river using French documentary sources from the last two centuries*. J. Hydrol. 313, 58–78.
- Neitsch, M., Heschel, W., Suckow, M., 2001. *Water vapor adsorption by activated carbon: a modification to the isotherm model of Do and Do*. Carbon N. Y. NY 39, 1437–1438.
- Nouvelot, J., others, 1993. *Water management guide for small rural watersheds in tropical Africa*. Water Manag. Guide Small Rural Watersheds Trop. Afr.

- Otmane, A., 2019. *Impacts de la variabilité climatique sur l'hydrologie et la gestion des ressources en eau du bassin versant de l'Oued Mekerra (Nord-ouest algérien)*. PhD Thesis, Tlemcen.
- Otmane, A., Baba Hamed, K., Bouanani, A., 2019. *Apport de la variabilité spatiale des caractéristiques physiques du bassin versant dans la modélisation hydrologique et les sous-produits du bilan hydrologique: cas du bassin versant de l'aval Mekerra, Algérie*. *Rev. Sci. L'eau/Journal Water Sci.* 32, 117–144.
- Otmane, A., Baba-Hamed, K., Bouanani, A., Safa, A., 2017. *Prédétermination des valeurs de crues extrêmes et contribution de la plaine de Sidi Bel-Abbès dans le bilan hydrologique du bassin versant de l'oued Mekerra*. *Tech. Sci. Méthodes* 27–48.
- Otmane, A., Gacemi, M.Ea., Belabid, N. et al., 2024. *Which strategy should be adopted for the delimitation of the hydraulic public domain? The case of a watershed characterised by dam overflows and inter-basin water transfers (Boudouaou-Algeria)*. *Environ Earth Sci* 83, 592. <https://doi.org/10.1007/s12665-024-11886-7>
- Otmane, A., Gherissi, R., Baba-Hamed, K., & Bouanani, A., 2023. *Qualitative evaluation of groundwater in terms of its suitability for drinking and irrigation. The case study of Sidi-Bel-Abbes alluvial aquifer (NW Algeria)*. *Acque Sotteranee - Italian Journal of Groundwater*, 12(3), 63–74. <https://doi.org/10.7343/as-2023-669>
- Ouarda, T., Rasmussen, P., Bobée, B., Bernier, J., 1998. *Utilisation de l'information historique en analyse hydrologique fréquentielle*. *Rev. Sci. Eau/Journal Water Sci.* 11, 41–49.
- Paquet, E., Laval, M.-T., 2006. *Retour d'expérience et perspectives d'exploitation des Nivomètres à Rayonnement Cosmique d'EDF*. *Houille Blanche* 113–119.
- Patin, P., Degeorges, G., 1965. *Problèmes de stabilité relatifs aux barrages à contreforts et plus particulièrement aux barrages à voutes multiples*. *Houille Blanche* 681–690.
- Payraastre, O.R., 2005. *Faisabilité et utilité du recueil de données historiques pour l'étude des crues extrêmes de petits cours d'eau: étude du cas de quatre bassins versants affluents de l'Aude (PhD Thesis)*. *École nationale des ponts et chaussées (France)*.
- Peyras, L., Boissier, D., Carvajal, C., Bacconnet, C., Royet, P., Bécue, J., Gaillard, T., Talon, A., 2010. *Analyse de risque et fiabilité des barrages-Application aux barrages-poids en béton*. Editions Universitaires Européennes.
- Priestley, C., Taylor, R., 1972. *On the assessment of surface heat flux and evaporation using large-scale parameters*. *Mon. Weather Rev.* 100, 81–92.
- Rassi, W., 2004. *Le transport solide : Estimation et mesure*.
- Remenieras, G., 1972. *L'Hydrologie de l'Ingénieur: Eyrolles. Paris 413 Pp*.
- Remini, B., Leduc, C., Hallouche, W., 2009. *Evolution des grands barrages en régions arides: quelques exemples algériens*. *Rev. Sécher.* 1, 1–8.
- Renard, K.G., Freimund, J.R., 1994. *Using monthly precipitation data to estimate the R-factor in the revised USLE*. *J. Hydrol.* 157, 287–306.
- Ribatet, M., Sauquet, E., Grésillon, J.-M., Ouarda, T.B., 2007. *A regional Bayesian POT model for flood frequency analysis*. *Stoch. Environ. Res. Risk Assess.* 21, 327–339.
- Rolley, R., Kreitmann, H., Dunglas, J., Pierrejean, A., Rolland, L., others, 1977. *Technique des barrages en aménagement rural*.
- Sayah, B., Gil-Rodríguez, M., Juana, L., 2016. *Development of one-dimensional solutions for water infiltration. Analysis and parameters estimation*. *J. Hydrol.* 535, 226–234.
- Scheuerlein, H., 1992. *Le dessablement des réservoirs par la chasse*.
- Schleiss, A.J., Pougatsch, H., 2011. *Les barrages: du projet à la mise en service*. PPUR Presses polytechniques.
- Schultz, G.A., Engman, E.T., 2012. *Remote sensing in hydrology and water management*. Springer Science & Business Media.

- Sheffer, N.A., Rico, M., Enzel, Y., Benito, G., Grodek, T., 2008. The palaeoflood record of the Gardon river, France: a comparison with the extreme 2002 flood event. *Geomorphology* 98, 71–83.
- Shen, H.W., Julien, P.Y., others, 1992. Erosion and sediment transport. *Handb. Hydrol.* 12–61.
- Sirabahenda, Z., 2012. *Modélisation numérique du transport des sédiments en suspension dans une rivière en aménagement: Cas de la Rivière-Aux-Sables au Québec (PhD Thesis). École Polytechnique de Montréal.*
- Sun, G., McNulty, S., Amatya, D., Skaggs, R., Swift Jr, L., Shepard, J., Riekerk, H., 2002. A comparison of the watershed hydrology of coastal forested wetlands and the mountainous uplands in the Southern US. *J. Hydrol.* 263, 92–104.
- Wada, Y., Van Beek, L., Bierkens, M.F., 2011. Modelling global water stress of the recent past: on the relative importance of trends in water demand and climate variability. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 15, 3785–3808.